

プレストレストコンクリート構造物の設計・施工と最近の話題

昭和 60 年 1 月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

目 次

緊張材引張力と伸びとの関係	1
(FIP Commission on Practical Construction WG報告から)	
(株)日本構造橋梁研究所 副社長	猪 股 俊 司
(社)プレストレストコンクリート技術協会 副会長	
P C 板埋設型枠の利用による構造の実例	23
九州工業大学工学部開発土木工学科 教授	渡 辺 明
海洋基礎構造物への P C の応用	49
首都高速道路公団 工務部工事管理課長	石 井 英 雄
プレストレストコンクリート橋の施工について	71
名城大学工学部土木工学科 教授	泉 満 明
(財)首都高速道路技術センター 調査部調査第一課長	秋 元 泰 輔
オリエンタルコンクリート(株) 技術部次長	鈴 木 素 彦
維持管理面よりみたプレストレストコンクリート構造物の 細部設計	117
神戸大学工学部土木工学科 助教授	藤 井 学
新幹線大宮 — 上野間のプレストレストコンクリート橋と その技術	129
国鉄構造物設計事務所 主任技師	石 橋 忠 良

緊張材引張力と伸びとの関係

—FIP Commission on Practical Construction WG 報告から—

FIP Commission on Practical Construction はコンクリート施工, グラウト注入, プレストレッシング管理, 同安全基準, コンクリート工事QA, コンクリート構造物維持管理, 補修, 補強 等広範囲な問題についてそれぞれ報告をまとめるため各 Working Group が作業を進めている。1984年8月25～31日カナダカルガリーでのFIPシンポジウム期間中上記委員会が30日及び31日午前中の2回開催され, 各WG報告に関する討議がなされた。筆者も委員としてこの委員会に出席したが, 特に興味あるものとして, 緊張材引張力～伸び関係WG (委員長 Wölfel 博士, Institut für Bautechnik, Berlin) の報告の一部を筆者の解説をまじえて紹介することとする。

PCは過去40年の歴史を有し, その間わずかではあるが欠陥は認められたとはいえ, 既に一般に認められた構造形式のものである。この故に主要作業である緊張材を設計引張力或いは設計伸び量まで緊張するという緊張作業に関するすべての技術的問題は解決されたと考えられているようである。しかしながらこれは正しいとはいえない。多くの文献及びFIP国際会議での報告, 等によると理論と実際との間になお相互逸脱があることは明らかである。これら説明不可能な相互逸脱の故に多額の費用をかけた試験がなされたり, このため工期が遅れたりしている。

以上の理由からFIPは“Commission on Practical Construction”に対し State-of-the-Art-Report の作成を要請したのである。

1. 引張力～伸び関係についての基本

緊張材引張力と伸びとの関係はロープの摩擦に関する微分方程式をもととして求められ, 基本方程式は次のようである。

$$\frac{dP}{d\alpha} + \mu P = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに μ は摩擦係数, α は緊張材に沿っての角変化

摩擦係数 μ を一定であると仮定すれば(1)式の解は

$$P_x = P_0 \cdot e^{-\mu\alpha_x} \quad \dots\dots\dots (2)$$

と与えられる。 P_x , α_x はそれぞれ緊張端から距離 x の断面での緊張材引張力及び角変化である。

より一般的には摩擦係数 μ は緊張材とダクトとの接触圧力 $p = P_x/R$ (R = 緊張材配置形状曲率半径), 及び伸び $\Delta\ell_x$ との関係として次式で与えられる。

$$\mu = \mu_c + a \cdot \frac{P_x}{R} + b \cdot \Delta\ell_x \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに, a , b は常数である。

(3)式の μ を用いた(1)式の解は次のように与えられる。

$$P_x = F \cdot P_0 \cdot e^{-\mu_c \alpha_x} \quad \dots\dots\dots (4)$$

実験結果の解析には(4)式を用いるのが望ましいけれども実用的には簡単な(1)式によって十分である。すなわち(4)式において $F \equiv 1$ と仮定し, 摩擦係数 μ を選定するにあたって緊張材とダクトとの接触圧力 p 及び伸び $\Delta\ell$ の影響を考慮に入れるのがよい。

実際の緊張材にあっては設計で意図された角変化 α の外に設計では意図されない施工時緊張材波打ち配置結果による付加的角変化が生ずる。この意図されない角変化を緊張材1m当り k (rad)とすると、(2)式は次のようになる。

$$P_x = P_0 \cdot e^{-\mu(\alpha_x + k \cdot x)} \quad \dots\dots\dots (5)$$

1.1 摩擦

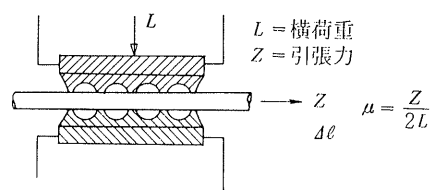
1.1.1 P C鋼材表面状況

ダクトと緊張材との間の摩擦係数 μ は次式で表わされる。

$$\mu = \gamma \cdot \mu_0 \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 μ_0 はダクトと1本のP C鋼材との間の摩擦係数、 γ は§ 1.2 で与えられる補正係数であって、緊張材が多数のP C鋼材より構成されていることの影響を考慮するためのものである。

μ_0 測定試験は図—1 に示す方法によって実施されている。この方法はP C鋼線に関するもので、鋼より線についての試験方法は現在検討中である。表—1 は μ_0 値の代表的な値を示す（国内に関係あると思われるもののみを記す）。



図—1 μ_0 測定試験法原理

表—1 各種P C鋼材 μ_0 値

P C鋼材型式	公称機械的性質※ (kg/mm ²)	形 状	直 径 (mm)	μ_0
冷間引抜き単線	147/167	平滑, 丸	7	0.12 (0.01)
冷間引抜き単線	137/157	平滑, 丸	12.2	0.13 (0.01)
ストランド	157/177	7本よりストランド	12.5~15.3	0.15 (0.02)
鋼 棒	108/123	異形	26.5~36	0.50
鋼 棒	83.5/103	平滑, 丸	26—32	0.25
	108/123			

注※ 原本はMPaで表わされている。

μ_0 値は試験平均値であり（ ）内数字は標準偏差である。

P C鋼材表面の錆は摩擦係数を著しく増加させる。これは表—2 に示してある。錆びた材料に対する摩擦係数は錆のない場合の2～3倍にも達しうるものである。

潤滑剤（一時的防錆油またはグリース）を塗布することで摩擦係数を著しく減少させる事が可能である。この事は実験室的にもまた実際の現場にあっても既に証明されている。例えばヨーロッパ鋼線メーカーの実験によると、当初0.13～0.16の摩擦係数が油の塗布によって0.03～0.05に減少している。44φ6 緊張材に対して塗布をほどこしたことにより現場摩擦係数を1/2にまで減少させることのできた現場試験結果もある。

1.1.2 ダクト表面

ダクト形状に関する試験結果によると、平滑または狭い間隔のコルゲーションを有するダクトより、大きいコルゲーションを有するダクトの方が小さい摩擦係数を与えるものである。勿論ダクト面がなめらかであるほど、ダクト形状の影響は小さいものである。表面平滑な冷間引抜きP C鋼線はダクト形状及びダクトのメーカーに関せず摩擦係数のばらつきは小さい（標準偏差；0.02）。

亜鉛メッキダクトはダクト発錆を防止し、摩擦係数が時間と共に増加する事を防ぐので、摩擦係数のばらつきを減少させるのに役立つ。しかしながら錆のない場合、メッキが有効か否かは明らかではない。国によっては亜鉛メッキがP C鋼材の水素せい性を引き起こす恐れがあるとして、これを禁止している所もある。

プラスチックダクト（PVC、PE）の摩擦係数は鋼板ダクトのそれより著しく小さいものであり、1/2程度になるとの報告もあるが、接触圧力の大きい場合及び伸びの大きい場合など機械的損傷に対する抵抗が小さい欠点がある。更に付着強度が小さいので付着あるポストテンション緊張材用ダクトとしては一般的ではない。

P C鋼材の場合と同じくダクトの錆は摩擦を増加させる。ノルウェー スタンバンガーでの海洋構造物Condeep施工現場での試験は錆の影響を強調している（表－2）。この例で人工的に非常に著しい錆を発生をさせたダクトにあって摩擦係数は50%以上も増加している。

錆のあるP C鋼より線と錆のあるダクトとの組合せに対して摩擦係数は約2.5倍となっている。

表－2 ダクト錆の影響

条 件	緊張材彎曲半径 (m)	kの仮定値に対する μ	
		k = 0	k = 0.001
錆なきストランドと錆なきダクト	16	0.17	0.15
錆なきストランドと錆なきダクト	4	0.20	0.20
錆なきストランドと著しく錆たダクト	4	0.32	0.32
両者とも著しく錆のあるもの	16	0.42	0.40

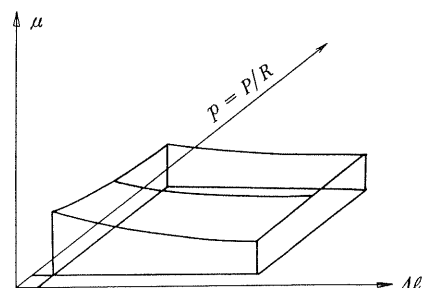
ダクトが適切に配置されていない場合、局部的欠陥を生じ、プレストレッシング作業を続ける事が不可能となる場合もある。特にコンクリート施工中にダクトにセメントペーストの流入を許すような損傷は特に重大な結果を引き起こすものである。これらの影響による摩擦損失はあらかじめ推定する事は不可能である。常にダクト変形、損傷の起こらないよう施工時の注意が必要である。

1.1.3 μ 値に対する接触圧力と伸びとの影響

実用的目的に対し、摩擦係数は特に小さい曲率半径配置の場合を除き一般にはダクトと緊張材との接触圧力及び緊張材変位と無関係であると仮定されている。しかしながら異なる研究所での試験結果を比較するため、及びこれらの結果を実際の構造物に適用するためには、 $\mu \sim p \sim \Delta \ell$ 関係を明らかにしておく必要がある。しかしながら多くの試験では接触圧力 $p = P/R$ 及び変位 $\Delta \ell = P \cdot \ell / E_p \cdot A_p$ の影響を別々に定めることが可能なように実施されておらず、上記関係を明らかにする事の可能な試験結果の数は限られたものに過ぎない。

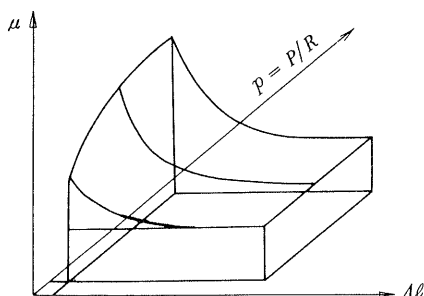
単線P C鋼線を用い図－1に示す方法で試験を実施した結果では冷間引抜き線に対し接触圧力は摩擦係数 μ_0 に対し重大な影響は有していない（図－2）。ストランドに対する試験によると、接触圧力が大きく（ $R < 6m$ ）、伸びも大きい場合摩擦係数は約10%増加する傾向を示している。

リブ付き異形P C鋼線に対しては接触圧力及び伸びは図－3に定性的に示すように著しい影響を有しているものである。図－4、5

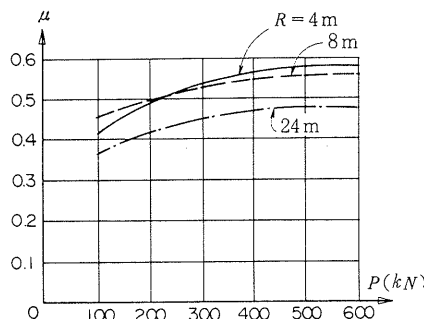


図－2 表面平滑な冷間引抜き単線の μ_0 に対する P 、 $\Delta \ell$ の影響

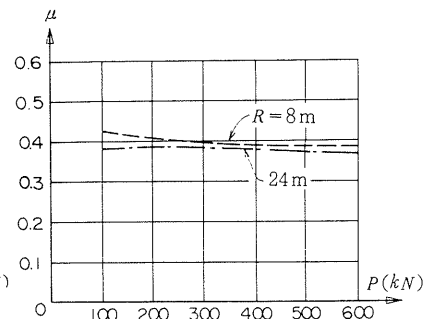
にはその絶対値が示してある。



図一3 リブ付き異形PC鋼線の μ_0 に対する P , $\Delta\ell$ の影響



図一4 短い緊張材に対する $P \sim \mu$ 関係



図一5 長い緊張材に対する $P \sim \mu$ 関係

以上のような挙動の故に異なる試験研究報告結果を比較するにあたって実験条件が異なるため比較も困難となるのである。更に緊張材弯曲曲率半径が非常に小さい場合にはダクトの冷間溶着のため摩擦係数が著しく増加することもある。

1.2 束ね効果, 緊張材方法

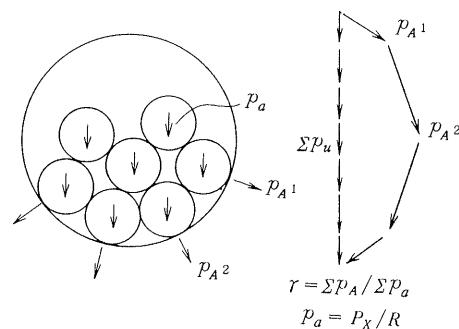
束ね効果は次の要因に関連する。

- 圧搾効果
- 構成素材長の相違効果
- 摩擦係数の相違効果（鋼と鋼, 鋼とダクト）

緊張材構成要素間の圧搾作用の故に, 緊張材摩擦係数は構成要素1本の摩擦係数 μ_0 より増加する。すなわち,

$$\mu = r \cdot \mu_0$$

となる。 $r (\geq 1)$ はダクト直径, PC鋼材タイプ, 等に関係がある。 r の値は図一6に示すように理論的または実験的にこれを定めることも可能である。緊張材構成要素1本による接触圧力は $p_a = P_x/R$ であるが, 多数のPC鋼材が束ねてあると, ダクトと接触しているPC鋼材はダクト内側PC鋼材から p_a なる圧力を受け, ダクトとの接触圧力は増大する結果となる。 r の値は緊張材がダクト内にしめる割合に関係し, 1.1~1.4の範囲にある。ダクト断面積の50~60%をしめるストランド構成緊張材にあっては r は1.3~1.35の範囲内にある。



図一6 係数 r の意味

緊張材を構成する要素PC鋼材間長さの相違が著しい場合各引張力の不均等が生じ緊張力～伸び関係図が変化するものである。この変化はプレストレス作業の当初すべての要素PC鋼材が同時に引張られることとはならず, 大きい緊張力時には短いPC鋼材はもしすべてのPC鋼材が同じく引張られたとすれば弾性範囲にある筈なのに, 降伏点応力をこえる事がある故である。このような場合には緊張材引張力に関する信頼できる情報を伸び測定結果からうる事は不可能である。

緊張材構成要素PC鋼材が相互に平行であって, 鋼と鋼との摩擦が鋼とダクトとの間の摩擦より小さいならば, 個

々のPC鋼材は相互に滑動可能である。ダクトに接触している外側PC鋼材はダクトと接触していないその他のPC鋼材に比較して緊張端ではより大きい引張応力を、他端定着端ではより小さい引張応力をうける事となる。PC鋼材許容引張応力に外側PC鋼材は達し更に降伏点応力にまで達しうる。従ってこのような場合緊張力と引張応力との計算関係は適用不可能となる。

ストランド自身の内部にあっては心線と側線との相対移動現象は起らない。その理由は心線と側線との間の摩擦係数が比較的小さくても、側線は心線のまわりにらせん状に巻かれているので両者間摩擦は非常に大きいからである。

1.3 緊張材配置形状

設計で意図された角変化は伸び量に影響を与える主要因の1つであるので、入念に計算される必要があり、2つの平面内で角変化がある場合はこの事も考慮に入れる必要がある。

設計で意図されなかった角変化は現場では避けられないものであって、この値は主として次の事項に関係する。

- 現場での緊張材配置精度
- 緊張材支持点間隔
- ダクト内で緊張材のしめる両者断面積の比
- 緊張材及びダクトの剛度
- 緊張材をコンクリート打ち前にダクト内に挿入しておいたか、コンクリート打ち後ダクト内に挿入したか施工法の相違
- コンクリート打ちの良否

係数 k の値は国によってはプレストレス工法承認事項中に与えられているが、一般の場合設計施工基準に与えられているのが普通である。ドイツの工法承認では k の値は0.004～0.009 (rad/m)の範囲にある。しかし時には $k=0$ 、及び $k=0.014$ (rad/m)と与えられる事もあるが、特別な場合には現場状況に応じて適切な値を選定する必要がある。

1.4 その他の影響

同一PC鋼材でも試験場所ごとに異なるヤング係数を与えることがあり、試験結果のばらつきは材料品質の真のばらつきより大きいことがある。特にこの事はストランドの場合に認められることである。これらの試験に関係するばらつきを最少とするためストランドのヤング係数測定のための統一試験法がRILEMで検討されている。

伸びはPC鋼材に沿っていかなる個所にあってもその弾性限応力をこえない限りヤング係数を用いて計算しうるものである。これはPC鋼棒にあって次の条件が成立する限りにおいて適用できる。

$$\frac{P}{A} + \frac{2E_p \cdot d}{R} \leq f_{p,0.1}$$

ここに、 d はPC鋼棒直径、 $f_{p,0.1}$ は0.1%ひずみに対する降伏点応力

ストランドについてはストランドを構成する素線直径が上記条件を満足するならば、伸びはヤング係数を用いて計算可能となる。

緊張材の引張力～伸び曲線形状は時に変化しうるものである。この変化は一般には切線ヤング係数値の変化ではなくて降伏点応力の変化として認められる(図-7)。この種変化はストランドまたは鋼線を小さい半径 R のコイルとして貯蔵した場合、短期間後に引張力～伸び関係図の変化が認められる。一般にこの降伏点応力低下も3～4

ヶ月後には安定したものとなるが、低下は3～5%に達するものである。この現象は特に $E_p \cdot d/D$ (d :線直径, D :コイル直径)が最初の降伏点応力より大きい場合に認められる。

PC鋼材が大きい一定応力で保持されるならば、構造物のクリープ、緊張材レラクセーションが観察される。特に後者は重大である。PC鋼材がその弾性限に近く引張られ、伸び測定のため緊張作業を中断したり、ジャッキのもりかえを実施したりするとき、推定伸びより大きい伸びが観測されることがある。この影響は非常に長くかつ直線状の緊張材の場合に著しいものである。

引張強度の70%に達してから最初の15分(または30分)間で20℃のとき、低レラクセーションPC鋼材でレラクセーションは0.15%(0.23%)に達する。通常のPC鋼材では上記の値の3～5倍となる。引張強度の80%に達してから最初の15分(30分)間で同じく低レラクセーションPC鋼材でレラクセーションは0.25%(0.35%)となり、通常のPC鋼材ではこれらの値の5～8倍にも達するものである。

引張力が引張強度の80%をこえるような区間が緊張材長内に含まれているならば、レラクセーション損失により、実際引張力の関数として比例的である以上に大きい伸びのばらつきと増加とが認められることとなる。すなわち、プレストレスング時及び直後の引張力～伸びに対し、レラクセーションは大きい影響を有しうする場合のあることを示すものである。

PC鋼材断面積は引張力～伸び関係に影響を与える要因の1つである。一般に伸び計算には公称断面積が用いられている。この場合理論伸びと実際伸びとの差は公称断面積との相違によるものである。

2. 設計上の観点

2.1 一般

緊張材緊張力と伸びとの計算には次式が一般に用いられている。

$$\epsilon_x = \frac{P_0}{E_p A_p} \cdot e^{-\mu(\alpha_x + kx)} \quad \dots\dots\dots (7)$$

(7)式の μ , k の値はそれぞれ関連規準または国の承認書に定められている。例えばフランス技術基準では表-3のように定められている。

表-3 摩擦係数(フランス技術規準)

	緊張材型式	μ		k
		$3 \leq R \leq 6$ (m)	$R > 6$ (m)	
I 部材打継目を通して ないケーブル	平滑, 丸PC鋼線 (冷間引抜き)	$(22-R)/100$	0.16	0.002
	ストランド	$(24-R)/100$	0.18	
II 多数の打継目を通して するケーブル	平滑, 丸PC鋼線 (冷間引抜き)	$(24-R)/100$	0.18	0.003
	ストランド	$(26-R)/100$	0.20	

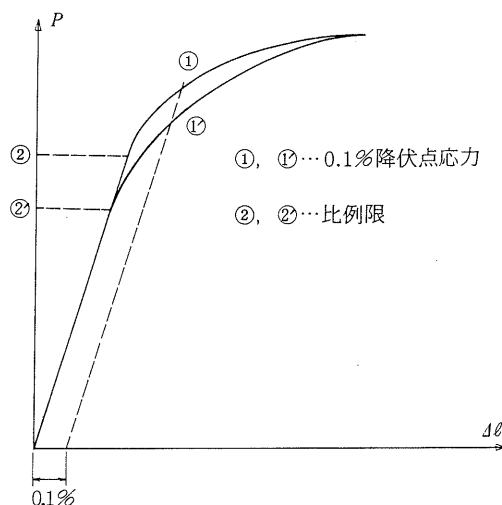


図-7 降伏点応力の変化

規準に与える数値は数多くの影響要因をカバーする統計的平均期待値である事に注意する必要がある。従って各種影響によってこれら平均値から著しく離れた値となることもありうるものであって、錆、接触圧力、伸びの量、等による影響を考慮に入れる必要がある。

或る緊張力に対し伸び量が計算値に対し $\pm 5\%$ の誤差（1断面のすべての緊張材についての平均値）であれば、これは許容され、特別な検討は不要であるとされる。

しかしながら § 1 で述べた各種ばらつきは特に大きい誤りのないときでも、累加すれば20%程度にもなりうる。しかしながらこれらのばらつきが同時にすべて生ずることはありえないものである。個々の変数の相関関係に対し誤差伝播則を適用し、かつまた摩擦のばらつきによるプレストレスング力に対する約7.5%の変動影響が仮定されうる摩擦係数にのみ限るならば、作用させたプレストレスングの合成ばらつきは約10%としてよいことが判かる。これらの検討は現場測定値が計算公称値と異なる場合設計段階にあって考慮しておくべき対応手段の重要性を明らかとしている。

緊張材に沿っての応力分布の計算及び伸びの決定はプレストレスング管理に対し重要な事項である。一般に計算は通常の状態の仮定にもとづいており規準に示される平均摩擦係数及び波打ち角変化を用いて実施されている。摩擦係数の或る変動仮定にもとづいた付加的解析及び構造物挙動に対するそれらの影響の解析は一般には実施されていない。それは上下両限値を用いたこれらの検討に要求される計算手数が余りに繁雑となるからである。

従って摩擦挙動の可能な変動に関し与えられたシステムの過敏性を確める簡単な判断基準を設けるのが望ましい。

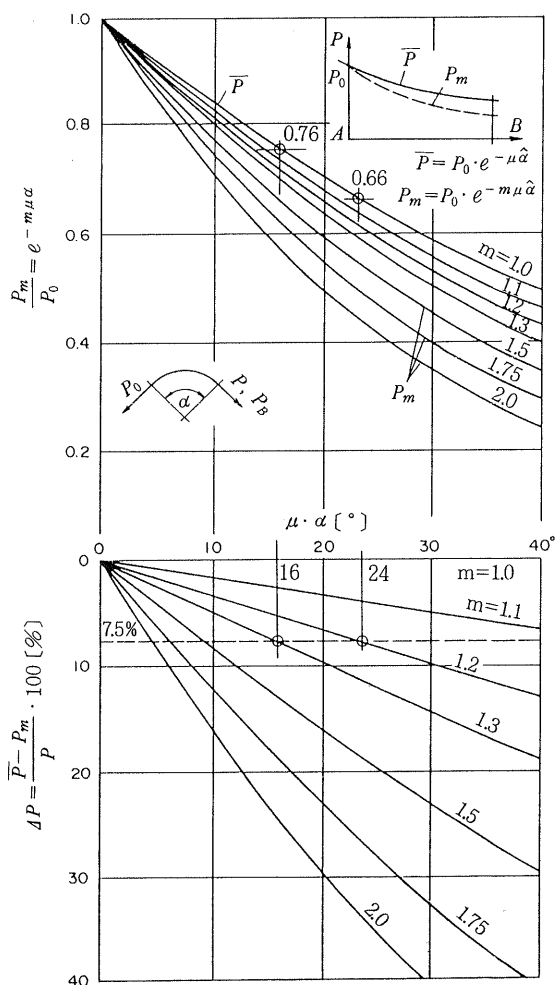
このような評価にあっては特に次の事項を考慮に入れる必要がある。

- (1) プレストressing力分布がばらつく要因によって影響される程度
- (2) 応力分布の誤差が求められた伸び評価によって見つけ出さる信頼性の程度
- (3) PC鋼材計算応力の比例限に対する余裕、この余裕は必要ある場合の引きこしに利用しうるものとなる。

以上 § 2.2 で摩擦に対するシステム過敏性を評価するのに適当な方法について述べ、§ 2.4 で摩擦過敏性システムに対する結論と指針について述べる。

2.2 摩擦挙動変化時プレストレスング力分布

図—8には摩擦に対する過敏性に関する基本的事項が示されている。図の上方には無次元化したプレストレスング力



図—8 断面Bにおける設計プレストレスング力に対する係数 m によるシステム値 $\mu\alpha$ 増加の影響

$$P_m/P_0 = e^{-m\mu\alpha}$$

をシステム パラメーター $\mu\alpha$ に対して与えてある。ここに、 m は現場状態が望ましくないためおこるシステムパラメーター $\mu\alpha$ の可能な増加を考慮するためのものである。下の図は公称プレストレス力からのばらつきを示すものである。すなわち、

$$\Delta P = \frac{\text{設計}P - \text{実際}P}{\text{設計}P} \times 100$$

このばらつきは緊張材端或いは与えられた断面 B においてのものである。

これらの図から百分率誤差 ΔP はシステム値 $\mu\alpha$ 及び m の増加と共に、増大する程度が明らかとなる。

例えば設計値 $\mu\alpha = 16^\circ$ の緊張材にあって設計からの変動なき場合 ($m = 1$) には上の図から B 点のプレストレス力は

$$P_m = \bar{P} = 0.76 P_0$$

となる。摩擦が通常値から30%増加 ($m = 1.3$) したとすると、下の図から B 点のプレストレス力は7.5% 変動することが判かる。

システム過敏性を評価するための第1の判断基準は、これをこえるとプレストレスに問題が生ずるであらう限界 $\mu\alpha$ 値を図から定めることである。これには許容可能な誤差 ΔP を合理的に選定し、注意深くえられた係数 m により危険性の範囲を制限することが必要となる。

2.3 摩擦損失と伸びの関係

プレストレス管理は緊張端引張力と伸びとを測定することで行なわれるのが普通である。図-9を用いて緊張端のみでの引張力及び伸びの測定によって埋込み端 B でのプレストレス力の許容可能な変動を決定できるものであるか否かを検討することができる。

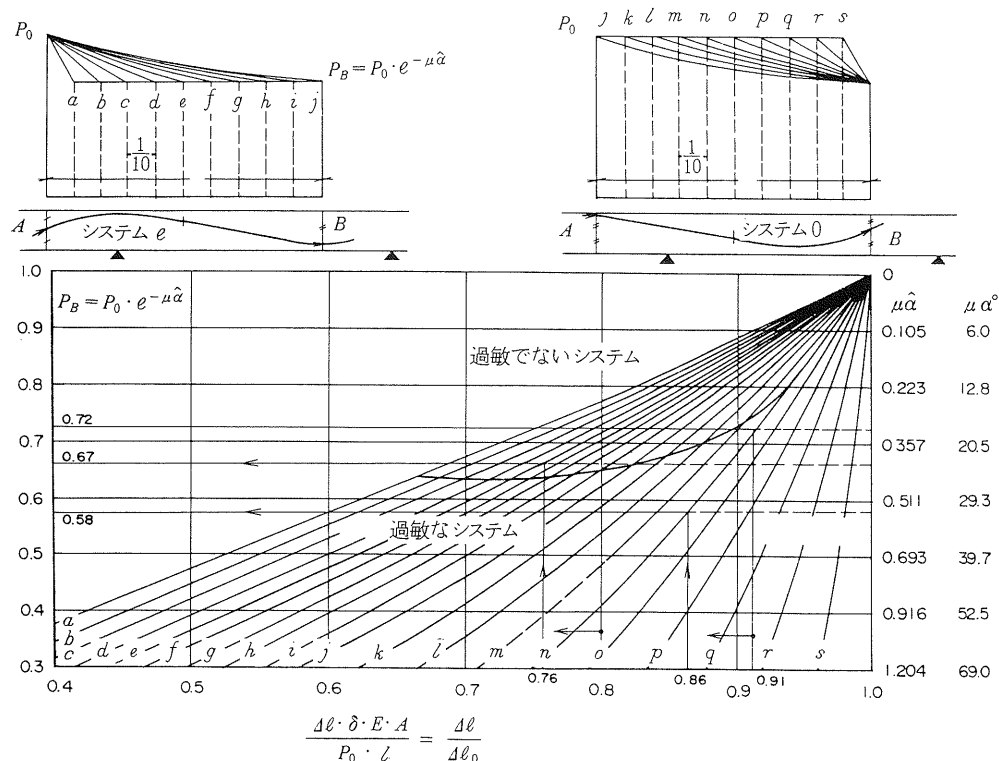


図-9 システム値を変動させるシステム過敏性

このため緊張材配置形状の異なる20のシステムについて検討された。システム a～i は緊張端近傍に曲線区間がある場合であり、システム k～s は緊張材埋込み端近傍に曲線区間のある場合である。これらの各システムに対し、埋込み端プレストレスリング力 P_B/P_0 と伸び $\Delta\ell/\Delta\ell_0$ ($\Delta\ell_0 = P_0 \cdot \ell / E_P A_P$) との関係が与えてある。埋込み端プレストレスリング力が $P_B = 0.72 P_0$ でなければならないとする。この要求を満足するためシステム e では伸びは $\Delta\ell = 0.80 \Delta\ell_0$ でなければならない。伸びに対する誤差許容値が5%とすると、 $\Delta\ell = 0.76 \Delta\ell_0$ が許容されB点プレストレスリング力は $0.67 P_0$ 、すなわち所要値より7%小さい。システム 0 にあたって $P_B = 0.72 P_0$ の要求に対する伸びは $0.91 \Delta\ell_0$ であり、同じく伸びに対する許容誤差5% ($= 0.86 \Delta\ell_0$) に対する $P_B = 0.58 P_0$ であるから、所要 P_B に対する誤差は、

$$\frac{0.72 - 0.58}{0.72} \times 100 = 19\%$$

となる。

すなわちシステム 0 はシステム e より摩擦に対して非常に過敏である。伸び測定にあたっての誤差はB点でのプレストレスリング力に関し、システム 0 の方がシステム e よりも敏感である。

図—9 には $\Delta\ell/\Delta\ell_0$ の相対誤差が緊張材引張力 P_B/P_0 の相対誤差に2.5倍以上の誤差を生ぜしめる限界曲線も示している。この限界曲線より上方にある点は過敏でない区間を示し、この限界曲線より下方にある点は過敏となるシステムであることを示している。過敏なシステムにあっては緊張端での測定のみによっては埋込み端プレストレスリング力の誤差を発見することは困難である。このようなシステムにあっては緊張端のみならず、埋込み端引張力測定も実施することが望ましい。

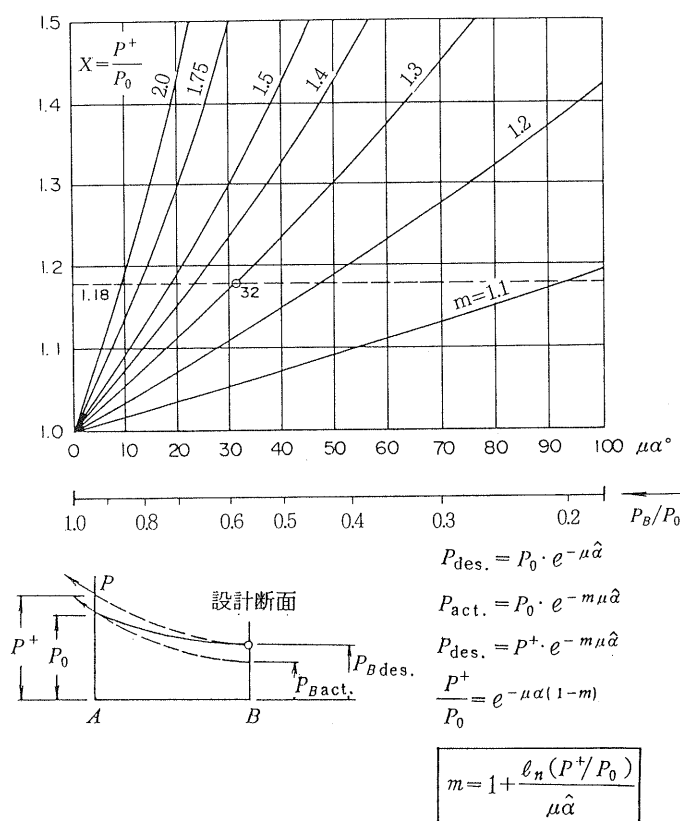
2.4 可能な引きこしの限界

設計にあたって伸びが設計値から変動した場合の対応策を定めておくことが必要である。問題となる断面における設計プレストレスリング力からの変動は緊張端での引きこしによって或る範囲内において補償しうるものでなければならない。断面Bでの設計プレストレスリング力を与えるための引きこし程度 X

$$X = \frac{P^+}{P_0} = \frac{\sigma_P^+}{\max \sigma_{P_0}}$$

を、システム パラメーター $\mu\alpha$ を有する与えられたシステム及び $\mu\alpha$ の仮定誤差に関して図—10 から定めることが可能である。計算に用いる式は図中に記入してある。

例えば設計 $\mu\alpha = 32^\circ$ に対し摩擦が仮定値の $m = 1.3$ 倍であることが測定結果判かったとすれば、緊張端を $1.18 P_0$ まで引きこしすればB点の設計引張力はえられることとなる。しかしこれは常に可能とはいえず、時にはPC鋼材の降伏点応力をこえることとなるからである。



図—10 P^+ までの引きこしによってプレストレスリング力誤差の補償

非常に低い値をプレストレス力設計値とすることは経済的理由から不利である。しかしながら、もし引きこし程度を10%程度 ($P^+/P_0 = 1.10$) まで余裕あるものとするには、緊張材端で $\mu\alpha = 25 \sim 30^\circ$ となるように設計をしておけば設計値の1.2倍の摩擦損失も引きこしによって補償できることとなる。これは図-9の過敏システムとしからざるシステムの限界の区別に対して役立つものである。もしこの引きこしに対する余裕のない場合には現場で特別減摩法を採用する必要がある。

2.5 敏感システムにおけるパラメーター検討のための指針

敏感システムにおけるばらつく可能性のあるパラメーターの影響を評価するため、実際におこるとは限らない増大された値の上限値を用いて緊張材引張力分布と伸びとを検討するのが望ましい。このため摩擦係数を25% (50%) 及び波打ちによる角変化を0.2% (0.4%)、それぞれ増加させるのがよい。() 内数値は付加的錆の効果またはコンクリート施工目地をケーブルが通過するときに生ずるダクトの可能な変形を考慮するためのものである。これにより乗数 m が求められる。

しかしながら安全のため、更に設計伸びからの変動ある場合の引きこしに関する対応策も用意しておくのが望ましい。

設計中緊張材配置形状が摩擦に関して敏感なシステムである事が判明した場合には、引きこし可能であるか否かの検討をまず実施する必要がある。もし許容可能な引きこしでも不十分であることが判明したならば必要に応じてあとで付加緊張材を挿入できるよう、からのダクトを配置しておくのがよい。或いは緊張材配置を変更し小さいプレストレス力の緊張材区間を大きいプレストレス力の緊張材区間と重ね合わせて補償をするのがよい。

3. FIP Commissionの方法による μ, k 推定法

この章はCommission報告書の理論式を理論し易くするため筆者により加筆及び前後の入れかえ、等がなされている。

3.1 緊張試験の理論

緊張材両端にそれぞれジャッキを取付け一方を作働、他方を受働とする。ジャッキ荷重計による引張荷重 (理論引張荷重) を F 、ジャッキ固有内部摩擦による引張荷重損失を R 、緊張材が定着具を通過するときの摩擦による緊張材引張力損失を考慮するための有効係数 a (摩擦なき場合は1.0) とする。緊張材端引張力 $P(0)$ は緊張材に沿っての引張力分布状況に応じ、 F 、 R 、 a 、 $P(0)$ の関係は図-11に示すようになる。

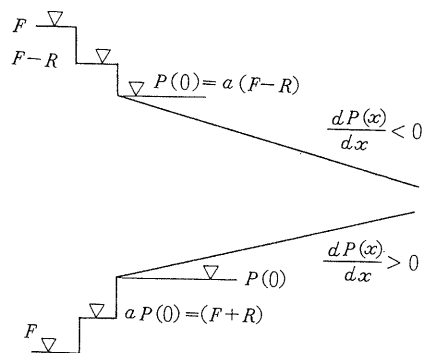


図-11 $F, R, a, P(0)$ の関係

3.1.1 作働側引張荷重 F_A 受働側引張荷重 F_p との関係

作働、受働各側に関してはサフィックス A および P を付けて区別するものとする。緊張材とダクトとの間の摩擦係数を μ 、設計単位長当り角変化を $|d\alpha/dx|$ 、波打ちによる単位長当り角変化を k (rad/m) とする。緊張材端引張力 $P(0)$ と、端から距離 x なる断面での引張力 $P(x)$ との関係は

$$\left. \begin{aligned} P(x) &= P(0) e^{-\int_0^x \beta(z) dz} \\ \beta(z) &= \mu \left(k + \left| \frac{d\alpha}{dx} \right| \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

で与えられるものとする。

作働側引張荷重増加時 ($\Delta F_A > 0$)，緊張材端引張力は，

$$P_A(0) = a_A (F_A - R_A)$$

で与えられるので，端からの距離 x の位置にあって引張力 $P(x)$ は，

$$\left. \begin{aligned} P(x) &= a_A (F_A - R) e^{-\int_0^x \beta(z) dz} \\ P(x) &= \gamma(x) a_A (F_A - R) \\ \gamma(x) &= e^{-\int_0^x \beta(z) dz} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

$x = \ell$ 位置を受働側緊張材端とすると，次式が成立する。

$$\begin{aligned} P_P(\ell) &= \gamma(\ell) a_A (F_A - R) \\ &= \frac{1}{a_P} (F_P + R_P) \\ F_P &= \gamma(\ell) \cdot a_A \cdot a_P (F_A - R_A) - R_P \end{aligned} \dots\dots\dots (10)$$

(10)式は作働側引張荷重 F_A を増加 ($\Delta F_A > 0$) させるときの受働側引張荷重 F_P を求める式である。 $F_A \sim F_P$ 曲線は図-12の直線 I で与えられる。

直線 I の傾斜角を θ とすると，

$$t_g \theta = \frac{dF_P}{dF_A} = \gamma(\ell) \cdot a_A \cdot a_P \dots\dots\dots (11)$$

(10)式を書換えて，

$$a_A \cdot a_P \cdot \frac{F_A - R_A}{F_P + R_P} = \frac{1}{\gamma(\ell)} = e^{\int_0^\ell \beta(z) dz} = e^C \dots\dots (12)$$

$$\begin{aligned} C &= \int_0^\ell \beta(z) dz = \ell_n \left(a_A \cdot a_P \cdot \frac{F_A - R_A}{F_P + R_P} \right) \\ &= -\ell_n \gamma(\ell) \end{aligned} \dots\dots\dots (13)$$

(11), (13) 両式を用いて，

$$C = \ell_n \left(\frac{a_A \cdot a_P}{t_g \theta} \right) \dots\dots\dots (14)$$

直線 I の方程式は次式で与えられる。

$$F_P = t_g \theta (F_A - R_A) - R_P \dots\dots\dots (15)$$

直線 I の $F_A = 0$ に対する F_P は，

$$F_{P(F_A=0)} = - (R_A \cdot t_g \theta + R_P) \dots\dots\dots (16)$$

F_A が $F_{A \max}$ となったときの F_P を $F_{P \max}$ とすると，

$$\begin{aligned} F_{P \max} &= \gamma(\ell) \cdot a_A \cdot a_P \cdot (F_{A \max} - R_A) - R_P \\ &= t_g \theta \cdot (F_{A \max} - R_A) - R_P \end{aligned} \dots\dots\dots (17)$$

F_A が $F_{A \max}$ となったのち作働側引張荷重を減少させるものとする ($\Delta F_A < 0$)。このとき緊張材に沿っての引張力は緊張端から離れるほど増加する方向に変化するので，緊張材端引張荷重が変化し始めるときを F_A' とすると，図-

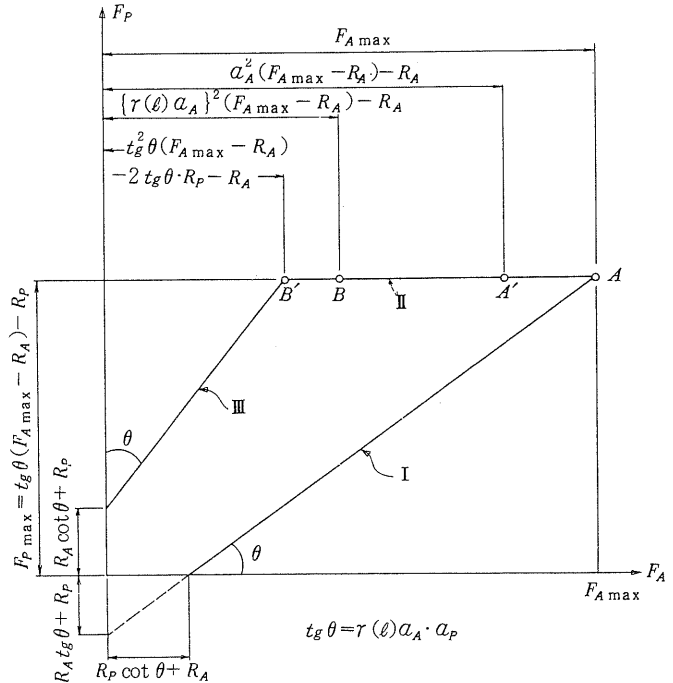


図-12 $F_A \sim F_P$ 曲線

11から明らかなように次式が成立する。

$$a_A \cdot (F_{A \max} - R_A) = \frac{1}{a_A} (F_A^{A'} + R_A)$$

$$F_A^{A'} = a_A^2 (F_{A \max} - R_A) - R_A \quad \dots\dots\dots (18)$$

すなわち F_A が $F_{A \max}$ より減少しても $F_A^{A'}$ となるまでは作働側緊張材端引張力には変化はおこらないものである。

$F_{A,i} < F_A^{A'}$ に達したとき緊張材端から距離 x_i の区間において緊張材引張力は減少するが、その先受働側端までは $F_{A \max}$ のときの引張力のままであるから、受働側引張荷重には全く変化はおこらない。

x_i 位置緊張材引張力は、

$$P(x_i) = \gamma(x_i) \cdot a_A \cdot (F_{A \max} - R_A)$$

となるから、 $F_{A,i}$ は次のようになる。

$$\frac{1}{a_A} (F_{A,i} + R_A) = \gamma(x_i) P(x_i)$$

$$= \left\{ \gamma(x_i) \right\}^2 a_A \cdot (F_{A \max} - R_A)$$

$$F_{A,i} = \left\{ \gamma(x_i) \cdot a_A \right\}^2 (F_{A \max} - R_A) - R_A \quad \dots\dots\dots (19)$$

$x_i = \ell$ 、すなわち緊張材全長に沿っての引張力減少が生じたとき受働側引張荷重には変化はないが、このときの F_A^B とすると、

$$F_A^B = \left\{ \gamma(\ell) \cdot a_A \right\}^2 (F_{A \max} - R_A) - R_A \quad \dots\dots\dots (20)$$

となる。

更に F_A を減少させると ($F_A < F_A^B$)、緊張材引張力分布は受働側から作働側に向って減少する方向に変化する。従って受働側引張荷重が減少し始めるときの F_A を $F_A^{B'}$ とすると、次式が成立する。

$$\frac{1}{a_A} (F_A^{B'} + R_A) \frac{1}{\gamma(\ell)} = a_P (F_{P \max} - R_P)$$

$$F_A^{B'} = a_A \cdot a_P \cdot \gamma(\ell) (F_{P \max} - R_P) - R_A$$

(17) 式の $F_{P \max}$ を代入して

$$F_A^{B'} = a_A \cdot a_P \cdot \gamma(\ell) \left[a_A \cdot a_P \cdot \gamma(\ell) (F_{A \max} - R_A) - R_P - R_P \right] - R_A$$

$$= \left\{ a_A \cdot a_P \cdot \gamma(\ell) \right\}^2 (F_{A \max} - R_A) - 2 a_A \cdot a_P \cdot \gamma(\ell) R_P - R_A$$

$$F_A^{B'} = t_g \theta (F_{A \max} - R_A) - 2 t_g \theta \cdot R_P - R_A \quad \dots\dots\dots (21)$$

以上 $F_{A \max} \geq F_A \geq F_A^{B'}$ 区間において $F_P = F_{P \max}$ のままで図-12の水平線Ⅱとなる。

$F_A < F_A^{B'}$ 区間において緊張材引張力はその全長に沿って減少し、かつ受働側から作働側に向って減少する。したがって次式が成立する。

$$\frac{1}{a_A} (F_A + R_A) \frac{1}{\gamma(\ell)} = a_P (F_P - R_P)$$

$$F_P = \frac{F_A + R_A}{a_A \cdot a_P \cdot \gamma(\ell)} + R_P \quad \dots\dots\dots (22)$$

$$\frac{dF_P}{dF_A} = \frac{1}{a_A \cdot a_P \cdot \gamma(\ell)} = \frac{1}{t_g \theta} = \cot \theta \quad \dots\dots\dots (23)$$

$F_A < F_A^{B'}$ 区間での直線Ⅲの傾斜は $\cot \theta$ となり、

$$F_{P(F_A=0)} = R_A \cdot \cot \theta + R_P \quad \dots\dots\dots (24)$$

となる。

すなわち F_A を次第に増加させるとき、 $F_P \sim F_A$ 関係は、

$$0 \leq F_A \leq F_{A \max} \quad \dots\dots\dots F_P = t_g \theta \cdot (F_A - R_A) - R_P$$

$$F_{A \max} > F_A \geq F_A^{B'} \quad \dots\dots\dots F_P = t_g \theta (F_{A \max} - R_A) - R_P$$

$$F_A^{B'} > F_A \quad \dots\dots\dots F_P = \cot \theta \cdot (F_A + R_A) + R_P$$

と与えられる図-12の直線Ⅰ、Ⅱ、Ⅲのようになる。

3.1.2 F_A と緊張材伸び $\Delta \ell$ との関係

$\Delta F_A > 0$ すなわち作働側引張荷重増加時、緊張材伸びは、

$$\begin{aligned} \Delta \ell &= \int_0^\ell \frac{P(x)}{E_P \cdot A_P} \cdot dx \\ &= \frac{a_A (F_A - R_A)}{E_P \cdot A_P} \int_0^\ell \gamma(x) dx \\ \Delta \ell &= \frac{a_A (F_A - R_A)}{E_P \cdot A_P} \cdot L \quad \left. \begin{aligned} & \\ & L = \int_0^\ell \gamma(x) \cdot dx \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (25) \end{aligned}$$

$F_A \sim \Delta \ell$ 関係は図-13の直線Ⅰで与えられ、傾斜角 w_1 は

$$t_g w_1 = \frac{d(\Delta \ell)}{dF_A} = \frac{a_A \cdot L}{E_P \cdot A_P} \quad \dots\dots\dots (26)$$

(25)式より $\Delta \ell = 0$ 時の F_A は R_A となるので、 $F_A = 0$ に対する $\Delta \ell$ 座標は、 $C_I = -R_A \cdot t_g w_1$ であるから、直線Ⅰの方程式は、

$$\left. \begin{aligned} \Delta \ell_I &= C_I + F_A \cdot t_g w_1 \\ \Delta \ell_I &= (F_A - R_A) t_g w_1 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (27)$$

$F_{A \max}$ に対する緊張材伸び $\Delta \ell_{\max}$ は、

$$\Delta \ell_{\max} = (F_{A \max} - R_A) t_g w_1 \quad \dots\dots\dots (28)$$

と与えられる。

作働側引張荷重を減少 ($\Delta F < 0$) させるとき、 $F_A = F_A^{A'}$ となるまで緊張材伸び変化はおこらない。これは既に述べたように $F_{A \max} \geq F_A \geq F_A^{A'}$ 区間にあって作働側緊張材端引張力には変化がおこらないからである。従って図-13のAからA'まで $\Delta \ell_{\max}$ のままであり、 $F_A \sim \Delta \ell$ 曲線は水平線となる。

$F_A^{A'} > F_A > F_A^B$ の範囲にあって緊張材引張力は作働側端から $x (< \ell)$ の区間にわたり引張力減少を生じ、その先方受働側端までの引張力変化は生じない。 $F_A = F_A^B$ となったとき緊張材全長 ℓ にわたり引張力減少を生ずる。

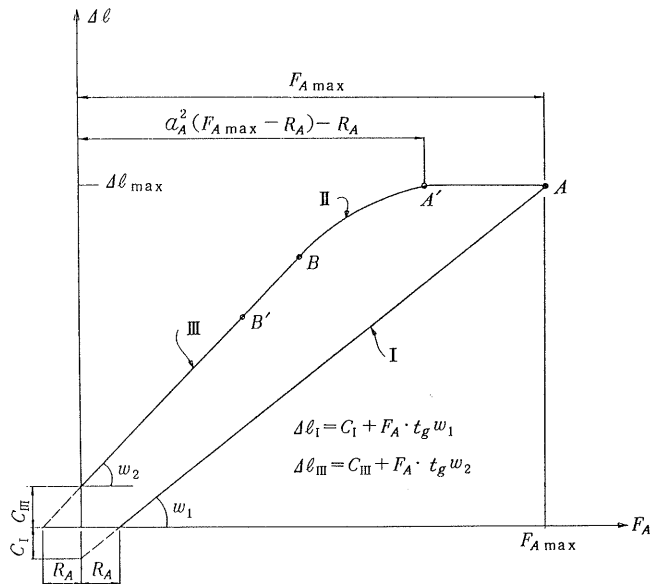


図-13 $F_A \sim \Delta \ell$ 曲線

$F_A = F_{A,i}$ ($F_A^{A'} > F_{A,i} > F_A^B$) のとき緊張材引張力減少は x_i 区間にわたるものとする。作働側引張荷重を減少させたときの緊張材引張力分布を $P'(z)$ で表わす。 x_i 位置での緊張材引張力は $F_A = F_{A\max}$ 時の値のままである。すなわち、次のようである。

$$P(x_i) = \gamma(x_i) a_A \cdot (F_{A\max} - R_A)$$

従って作働側緊張材端引張力は、

$$\gamma(x_i) P(x_i) = \left\{ \gamma(x_i) \right\}^2 a_A (F_{A\max} - R_A)$$

で与えられるから、 $P'(z)$ の分布は、

$$\left. \begin{aligned} 0 \leq z \leq x_i \quad P'(z) &= \frac{1}{\gamma(z)} \left\{ \gamma(x_i) \right\}^2 a_A (F_{A\max} - R_A) \\ x_i < z \leq \ell \quad P'(z) &= \gamma(z) a_A (F_{A\max} - R_A) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (29)$$

伸び $\Delta \ell_i$ は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \Delta \ell_i &= \frac{1}{E_P \cdot A_P} \left[\int_0^{x_i} \left\{ \gamma(x_i) \right\}^2 a_A (F_{A\max} - R_A) \frac{dz}{\gamma(z)} + \right. \\ &\quad \left. + \int_{x_i}^{\ell} \gamma(z) a_A (F_{A\max} - R_A) dz \right] \\ \Delta \ell_i &= \frac{a_A (F_{A\max} - R_A)}{E_P \cdot A_P} \left[\left\{ \gamma(x_i) \right\}^2 \int_0^{x_i} \frac{dz}{\gamma(z)} + \int_{x_i}^{\ell} \gamma(z) \cdot dz \right] \dots\dots\dots (30) \end{aligned}$$

(19) 式より $\gamma(x_i)$ を求めると、

$$\left\{ \gamma(x_i) \right\}^2 = \frac{F_{A,i} + R_A}{a_A^2 (F_{A\max} - R_A)} \dots\dots\dots (31)$$

$$\gamma(x_i) = \frac{1}{a_A} \sqrt{\frac{F_{A,i} + R_A}{F_{A\max} - R_A}} \leq 1 \dots\dots\dots (32)$$

(30) 式の x_i を x と書き x について微分すると、

$$\begin{aligned} \frac{d(\Delta \ell)}{dx} &= \frac{a_A (F_{A\max} - R_A)}{E_P \cdot A_P} \left[\frac{d}{dx} \left\{ \gamma(x) \right\}^2 \cdot \int_0^x \frac{dz}{\gamma(z)} + \left\{ \gamma(x) \right\}^2 \frac{1}{\gamma(x)} - \gamma(x) \right] \\ &= \frac{a_A (F_{A\max} - R_A)}{E_P \cdot A_P} \cdot \frac{d}{dx} \left\{ \gamma(x) \right\}^2 \cdot \int_0^x \frac{dz}{\gamma(z)} \dots\dots\dots (33) \end{aligned}$$

(31) 式において $F_{A,i}$ は x_i の関数であるから、

$$\frac{d}{dx} \left\{ \gamma(x) \right\}^2 = \frac{\frac{dF_A}{dx}}{a_A^2 (F_{A\max} - R_A)}$$

(33) 式に代入して、

$$\begin{aligned} \frac{d(\Delta \ell)}{dx} &= \frac{\frac{dF_A}{dx}}{a_A E_P \cdot A_P} \int_0^x \frac{dz}{\gamma(z)} \\ \frac{d(\Delta \ell)}{dF_A} &= \frac{1}{a_A \cdot E_P \cdot A_P} \int_0^x \frac{dz}{\gamma(z)} \dots\dots\dots (34) \end{aligned}$$

更に両辺を x で微分すると、

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{d(\Delta \ell)}{dF_A} \right) = \frac{1}{a_A \cdot E_P \cdot A_P} \cdot \frac{1}{r(x)}$$

$$dx = a_A \cdot E_P \cdot A_P \cdot r(x) d \left(\frac{d(\Delta \ell)}{dF_A} \right)$$

両辺を積分し右辺に部分積分を実施すると、

$$x = E_P \cdot A_P \cdot a_A \int r(x) \cdot d \left(\frac{d(\Delta \ell)}{dF_A} \right)$$

$$x = E_P \cdot A_P \cdot a_A \left[r(x) \frac{d(\Delta \ell)}{dF_A} - \int \frac{d(\Delta \ell)}{dF_A} \cdot d r \right] \quad \dots\dots\dots (35)$$

F_A が $F_{A \max} \geq F_A \geq F_A^{A'}$ の範囲にあっては緊張材伸び変化は生じない。すなわち、

$$\frac{d(\Delta \ell)}{dF_A} = 0$$

であるから、(34)式より $x = 0$ 、 $r = 1$ となる必要がある。よって(35)式右辺第2項の r に関する関分は、

$$\int_0^r \frac{d(\Delta \ell)}{dF_A} \cdot d r = - \int_r^1 \frac{d(\Delta \ell)}{dF_A} d r$$

となる。従って x に関する方程式は次のように書ける。

$$x = E_P \cdot A_P \cdot a_A \left[r \cdot \frac{d(\Delta \ell)}{dF_A} + \int_r^1 \frac{d(\Delta \ell)}{dF_A} d r \right] \quad \dots\dots\dots (36)$$

$F_A^{A'} > F_A \geq F_A^B$ 範囲での緊張材伸び $\Delta \ell$ を求めるには、(30)式の数値積分を次のように実施する。

緊張材をその長さに沿って分割し、分割区間内角変化

$$|\Delta \alpha / \Delta x|_i = 1/R_i$$

は一定となるようにする。分割区間長を ℓ_i とする(図-14)。

$$\begin{aligned} r(x_{i+1}) &\equiv r_{i+1} = e^{-\int_0^{x_{i+1}} \beta(z) dz} \\ &= e^{-\left(\int_0^{x_i} \beta(z) dz + \int_{x_i}^{x_{i+1}} \beta(z) dz \right)} \\ &= e^{-\int_0^{x_i} \beta(z) dz} \cdot e^{-\int_{x_i}^{x_{i+1}} \beta(z) dz} \\ &= r(x_i) \cdot e^{-\beta_i(x_{i+1} - x_i)} \\ &= r(x_i) \cdot e^{-\beta_i \ell_i} \end{aligned}$$

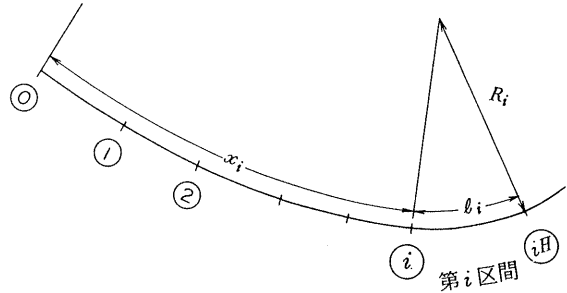


図-14 緊張材長区間分割

$$r_{i+1} \equiv r_i \cdot e^{-\beta_i \ell_i} \quad \dots\dots\dots (37)$$

$$\begin{aligned} \int_0^{x_{i+1}} r(z) dz &= \sum_{j=1}^i \int_{x_j}^{x_{j+1}} r(z) dz = \sum_{j=1}^i r_j \int_{x_j}^{x_{j+1}} e^{-\beta_j(z-x_j)} \cdot dz \\ &= \sum_{j=1}^i \frac{r_j}{\beta_j} \left(1 - e^{-\beta_j \ell_j} \right) \end{aligned}$$

$$\int_0^{x_{i+1}} r(z) dz = \sum_{j=1}^i \frac{1}{\beta_j} \left(r_j - r_{j+1} \right) \quad \dots\dots\dots (38)$$

$$\begin{aligned}
\int_0^{x_{i+1}} \frac{1}{\gamma(z)} dz &= \sum_1^i \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{1}{\gamma(z)} dz = \sum_1^i \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{1}{\gamma_j} e^{\beta_j(z-x_i)} \cdot dz \\
&= \sum_1^i \frac{1}{\gamma_j \beta_j} \left(e^{\beta_j \ell_j} - 1 \right) \\
\int_0^{x_{i+1}} \frac{1}{\gamma(z)} dz &= \sum_1^i \frac{1}{\beta_j} \left(\frac{1}{\gamma_{j+1}} - \frac{1}{\gamma_j} \right) \dots\dots\dots (39)
\end{aligned}$$

すなわち(38), (39) 両式を用いて積分の数値計算が可能である。 x_i を仮定すれば, γ_i は(37) 式より求められ, (32) 式に代入して $F_{A,i}$ が定まる。これを(30)式に代入して, $\Delta \ell$ が計算でき, $F_A \sim \Delta \ell$ 曲線は図-13 の曲線Ⅱのように求められる。

$F_A < F_A^B$ のときの緊張材引張力分布は $F_A = F_A^B$ のときの分布よりも更に全体的に減少した状態となる。 $P'(z)$ は,

$$P'(z) = \frac{F_A + R_A}{a_A \cdot \gamma(z)}$$

となるから,

$$\begin{aligned}
\Delta \ell &= \frac{1}{E_P \cdot A_P} \int_0^\ell \frac{F_A + R_A}{a_A \cdot \gamma(z)} dz \\
\Delta \ell &= \frac{F_A + R_A}{E_P \cdot A_P \cdot a_A} \cdot L' \\
L' &= \int_0^\ell \frac{dx}{\gamma(x)} \left. \vphantom{\begin{aligned} \Delta \ell &= \frac{1}{E_P \cdot A_P} \int_0^\ell \frac{F_A + R_A}{a_A \cdot \gamma(z)} dz \\ \Delta \ell &= \frac{F_A + R_A}{E_P \cdot A_P \cdot a_A} \cdot L' \\ L' &= \int_0^\ell \frac{dx}{\gamma(x)} \end{aligned}} \right\} \dots\dots\dots (40)
\end{aligned}$$

これは図-13 の直線Ⅲに相当する区間である。この直線の傾斜角を w_2 とすると,

$$t_g w_2 = \frac{d(\Delta \ell)}{dF_A} = \frac{L'}{E_P \cdot A_P \cdot a_A} \dots\dots\dots (41)$$

直線Ⅲの方程式は次のように書ける。

$$\begin{aligned}
\Delta \ell_{\text{Ⅲ}} &= C_{\text{Ⅲ}} + F_A \cdot t_g w_2 \\
&= (F_A + R_A) t_g w_2 \dots\dots\dots (42)
\end{aligned}$$

(27) 及び(42)両式の $C_{\text{Ⅰ}}$, $C_{\text{Ⅲ}}$ は, 次のようである。

$$C_{\text{Ⅰ}} = -R_A \cdot t_g w_1, \quad C_{\text{Ⅲ}} = R_A \cdot t_g w_2$$

よって R_A は次のように書ける。

$$R_A = \frac{C_{\text{Ⅲ}} - C_{\text{Ⅰ}}}{t_g w_1 + t_g w_2} \dots\dots\dots (43)$$

3.2 緊張試験結果の整理

緊張試験によって $F_A \sim \Delta \ell$ 曲線が求められているものとする。更に別の試験により a_A , a_P も既知であるとする。試験結果は次の順序で整理する。

- (a) 緊張材全長 ℓ , 全角変化 $\Sigma \alpha$ を定める。
- (b) 作働側引張荷重増加時 ($\Delta F_A > 0$) F_A , F_P 測定値をプロットし, 直線Ⅰ方程式

$$F_P = t_g \theta \cdot (F_A - R_A) - R_P \dots\dots\dots (10)$$

を与える傾斜 $t_g \theta$ を最少自乗法で求める。すなわち、

$$t_g \theta = \frac{n \Sigma (F_A \cdot F_P) - \Sigma F_A \cdot \Sigma F_P}{n \Sigma F_A^2 - (\Sigma F_A)^2}$$

$F_A \equiv 0$ の F_P 座標を求める。

$$t_g \theta \cdot R_A + R_P = \frac{\Sigma F_A^2 \Sigma F_P - \Sigma F_A \Sigma (F_A \cdot F_P)}{n \Sigma F_A^2 - (\Sigma F_A)^2}$$

同様に直線Ⅲ方程式

$$F_P = \frac{1}{t_g \theta} (F_A + R_A) + R_P \quad \dots\dots\dots (24)$$

の $t_g \theta$ 及び $F_A \equiv 0$ に対する F_P 座標 ($R_A \cdot \cot \theta + R_P$) を測定値から最少自乗法で求める。

直線Ⅰ, Ⅲについて求めた $t_g \theta$ が一致することを確認する。 $t_g \theta$ が定められたならば次式で $\gamma(\ell)$ を求める。

$$\gamma(\ell) = t_g \theta / a_A \cdot a_P \quad \dots\dots\dots (11)$$

ここに a_A , a_P は別の試験で定められているので、測定 $t_g \theta$ を用いて緊張材にそっての引張力損失係数 $\gamma(\ell)$ が求められる。

直線Ⅰ, Ⅲの $F_A \equiv 0$ に対する F_P 座標も測定点をまとめた最少自乗法で定められ、

$$- (R_A \cdot t_g \theta + R_P) \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$R_A C_0 t \theta + R_P \quad \dots\dots\dots (24)$$

が既知となるから、両式を解いて R_A , R_P は定まる。

- (c) $F_A \sim \Delta \ell$ をプロットし、(b)の場合と同様に直線Ⅰ, Ⅲについての $t_g w_1$, および $t_g w_2$ を計算する。また $F_A = 0$ に対する $\Delta \ell$ 座標 C_I , C_{III} を求めると、 R_A は次式で求められる。

$$R_A = \frac{C_I - C_{III}}{t_g w_1 + t_g w_2} \quad \dots\dots\dots (43)$$

この R_A を(b)で定められた R_A と比較し一致することを確認する。

- (d) 既に(b)において測定 $t_g \theta$ を用い $\gamma(\ell)$ は求められているので、

$$C = - \ell_n \gamma(\ell) \quad \dots\dots\dots (13)$$

は計算できる。

$$C = \int_0^\ell \beta(z) dz = \mu (k \ell + \Sigma \alpha)$$

であるから、

$$k = \frac{C - \mu \Sigma \alpha}{\mu \cdot \ell} \quad \dots\dots\dots (44)$$

となる。よって μ の仮定値 (0.15 ~ 0.25/rad) に対する k は計算できる。

μ の仮定値は (h) の検討結果変える必要があるときは再度 μ を仮定しこれに対する k を定める。

- (e) 緊張材配置形状を曲率一定区間ごとに分割する。 (x_i , x_{i+1}) 区間 ($x_{i+1} = x_i + \ell_i$) の β_i を求める。

$$\beta_i = \mu k + \mu \left| \frac{d\alpha}{dx} \right|_i \equiv \text{一定}$$

従って順次 γ_i は1.0より出発して次式で求まる。

$$\gamma_{i+1} = \gamma_i \cdot e^{-\beta_i \ell_i} \quad \dots\dots\dots (37)$$

($F_{A \max} - R_A$) $a_A \cdot \gamma_i$ と x_i との関係プロットする。すなわち、 $F_A = F_{A \max}$ 時の緊張材引張力分布を(d)で仮定された μ , k に対してえがく。これが(h)での検討緊張力分布と一致すれば仮定 μ , k は適切であるが、もし一致しないならば、 μ , k の組合せを変える必要がある。

(f) 緊張材断面積 A_p は既知であるから、(c)で求めた $t_g w_1$ を用いて次式で E_p を定める。

$$E_p = \frac{a_A \cdot L}{A_p \cdot t_g w_1} \dots\dots\dots (26)$$

これは見掛けヤング係数である。

(g) 作働側引張荷重減少時 ($\Delta F_A < 0$)、 $F_A \sim \Delta \ell$ 測定値を用いて次の計算を実施する。

緊張材引張力減少が端から x_i に達したとき作働側引張荷重は $F_{A,i}$ となっている。 $F_{A,i}$ は既知であるが x_i は未知である。

$F_{A,i}$ のときの $\gamma(x_i) \equiv \gamma_i$ は(32)式で求まる。すなわち、

$$a_A \cdot \gamma_i = \sqrt{\frac{F_{A,i} + R_A}{F_{A \max} - R_A}} \dots\dots\dots (32)$$

F_A を順次減少させ、 $F_{A,i-1}$ 、 $F_{A,i}$ に対する測定伸びをそれぞれ $\Delta \ell_{i-1}$ 、 $\Delta \ell_i$ とする。

$$\Delta F_{i-1,i} = F_{A,i-1} - F_{A,i}$$

$$\Delta \ell_{i-1,i} = \Delta \ell_{i-1} - \Delta \ell_i$$

とすると、近似的に次のように書ける。

$$\frac{d(\Delta \ell)}{dF_A} = \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta \ell_{i-1,i}}{\Delta F_{i-1,i}} + \frac{\Delta \ell_{i,i+1}}{\Delta F_{i,i+1}} \right)$$

更に近似計算として、

$$\begin{aligned} \int_{\gamma_i}^{\gamma_{i-1}} \frac{d(\Delta \ell)}{dF_A} d\gamma &\cong \frac{\Delta \ell_{i-1,i}}{\Delta F_{i-1,i}} \int_{\gamma_i}^{\gamma_{i-1}} d\gamma \\ &= \frac{\Delta \ell_{i-1,i}}{\Delta F_{i-1,i}} (\gamma_{i-1} - \gamma_i) \end{aligned}$$

以上の近似計算式を用いると、(36)式は次のように表わすことができる。

$$\begin{aligned} x_i = E_p \cdot A_p \left[a_A \cdot \gamma_i \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta \ell_{i-1,i}}{\Delta F_{i-1,i}} + \frac{\Delta \ell_{i,i+1}}{\Delta F_{i,i+1}} \right) \right. \\ \left. + \sum_1^i (a_A \cdot \gamma_{i-1} - a_A \cdot \gamma_i) \frac{\Delta \ell_{i-1,i}}{\Delta F_{i-1,i}} \right] \dots\dots\dots (36) \end{aligned}$$

(36)式の $a_A \cdot \gamma_i$ は F_A 減少時引張荷重 $F_{A,i}$ に対し(32)式によって求められているので、(36)式を作働側端から順次計算を進めることで、 $F_{A,i}$ に対する x_i は求められる。すなわち F_A 減少時の測定 $F_{A,i}$ 、 $\Delta \ell_i$ を用いることで緊張材引張力変化のおこらない断面位置までの距離 x_i は定められる。

一方作働側引張荷重が $F_{A,i}$ であるとき緊張材端から x_i 距離断面での緊張材引張力 $P(x_i)$ は、

$$P(x_i) = \frac{F_{A,i} + R_A}{a_A \cdot \gamma(x_i)} \dots\dots\dots (45)$$

で与えられる。 $a_A \cdot \gamma(x_i)$ は既知であるから、 $P(x_i)$ と x_i との関係がプロットできる。

(h) 以上(e)で求めた $F_A = F_{A \max}$ 時緊張材引張力分布図(測定 $F_A \sim F_p$ 関係を用いて求めた $t_g \theta$ より(44)式を満足する一組の μ 、 k 値を用いて求めたもの)と、(g)で求めた緊張材引張力分布図(測定 $F_A \sim \Delta \ell$ 関係で $\Delta F < 0$ 区間での測定 $F_{A,i}$ と $\Delta \ell_i$ とを基本として求めたもので、 μ 及び k の仮定値は含まれていない)と、両者を比較する。もし両者がほとんど一致すれば仮定 μ は適切であったと判定される。

もし両者が一致しないならば、 μ の仮定値を変えて再び(d)、(e)の計算を繰返す。

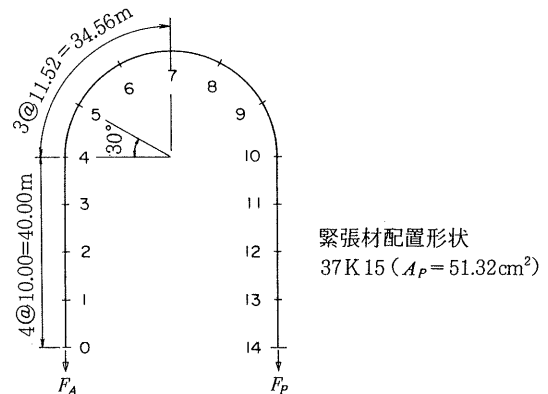
FIP Commission の提案する方法は主として北海海洋構造物施工にあたって研究された結果にもとづいている。

筆者は、緊張試験にあって作働側引張荷重減少時の引張荷重～伸び関係を利用することは誠に興味ある方法と考えている。作働側引張荷重増加時の $F_A \sim F_P$ 関係を用いて $r(\ell)$ を求めることは国内でも一般に採用され、これから μ を推定するにあたり k は緊張材種別ごとに一定としている。しかし k は 1.3 で述べたように数多くの要因に関係があり、これらを特に規定することなしに一定値を与えることは必ずしも適当とはいえない。測定 $r(\ell)$ を満足する μ 、 k のいずれの組合せが適切であるかを、作働側引張荷重減少時伸びを用いて判定する本試験法は国内にあって今後十分検討される価値があると考えら

4. 例題

FIP Commission は現在の所特定の試験結果の例を与えてはいない。しかし上記方法が実用的であるか否かを検討するため筆者は以下のような例題について検討をした。この例題ではそれぞれに対して必要な数値を仮定し、 $F_A \sim F_P$ 及び $F_A \sim \Delta \ell$ 両曲線をえがき、次にこれらの曲線は緊張試験で求められた測定点を最少自乗法によって整理した結果定められた曲線と考えた。この測定曲線を用いて以下のような整理を実施した。

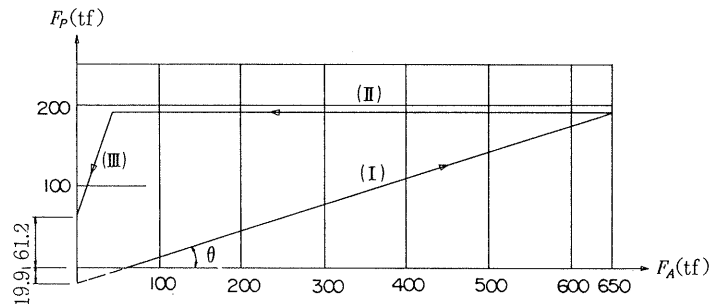
図一15のような原子炉格納容器の逆U緊張材について緊張試験を実施し測点を整理した結果図一16、図一17に示すような ($F_A \sim F_P$) 及び ($F_A \sim \Delta \ell$) 曲線がえられている。



図一15 緊張材配置形状

別の試験により $a_A = a_P = 0.98$ と求められているとする。

- (a) 緊張材全長 $\ell = 149.12\text{m}$ 、全角変化 $\Sigma\alpha = 180^\circ$
 (b) ($F_A \sim F_P$) 曲線の直線 I の測定傾斜角 θ は、
 $t_g \theta = 0.3250$



図一16 $F_A \sim F_P$ 曲線

である。 $a_A = a_P = 0.98$ であるから、 $r(\ell)$ は次のようになる。

$$r(\ell) = \frac{0.3250}{0.98 \times 0.98} = 0.3384$$

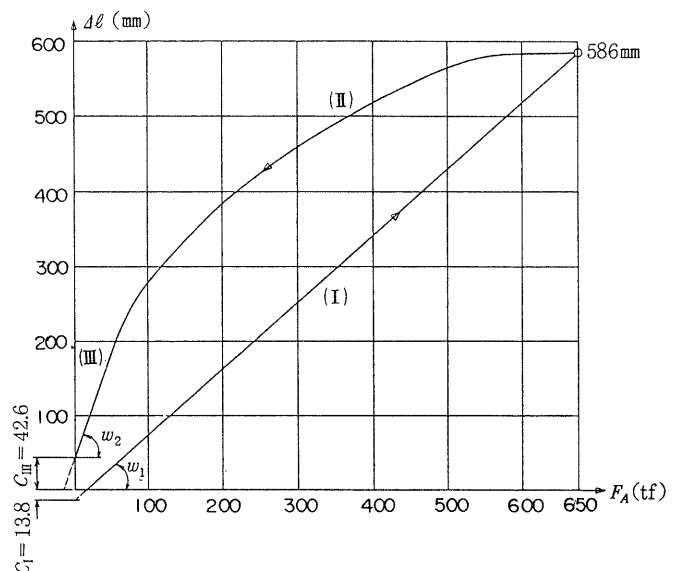
直線 I、III の $F_A = 0$ に対する F_P の座標はそれぞれ、つぎのようである。

$$R_A \cdot t_g \theta + R_P = 19.9$$

$$R_A \cdot \cot \theta + R_P = 61.2$$

両式を解くと、 $R_A = R_P = 15$ (tf) と求められる。

- (c) ($F_A \sim \Delta \ell$) 曲線の直線部 I、III の傾斜角 w_1 、 w_2 及び $F_A = 0$ に対する $\Delta \ell$ 座標は次のようである。



図一17 $F_A \sim \Delta \ell$ 曲線

$$t_g w_1 = 0.9224 \times 10^{-3} \text{ (m/tf)}, \quad t_g w_2 = 2.8384 \times 10^{-3} \text{ (m/tf)}$$

$$C_I = -13.8 \times 10^{-3} \text{ (m)}, \quad C_{III} = 42.6 \times 10^{-3} \text{ (m)}$$

よって R_A は次のようである。

$$R_A = \frac{42.6 + 13.8}{0.9224 + 2.8384} = 15.0 \text{ (tf)}$$

これは(b)で求めたものと一致する。

(d) $r(\ell)$ は(b)において0.3384と求められている。よって

$$C = -\ell_n(r) = -\ell_n 0.3384 = 1.0835$$

従って

$$k = \frac{C - \mu \Sigma \alpha}{\mu \ell} = \frac{1.0835 - 3.1416 \mu}{149.12 \mu}$$

よって μ を仮定して k を求めることができ、両者の組合せは表-4 のようになる。

表-4 $r(\ell) = 0.3384$ となる μ , k の値

μ (1/rad)	0.15	0.20	0.25	0.30
k (rad/m)	0.02737	0.01526	0.007996	0.003152

ここでは, $\mu = 0.25$, $k = 0.008$ と仮定する。

(e) 緊張材配置形状を14区間に分割し、各区間での β_i , r_i 等を次表のように計算する。

表-5 β_i , r_i , L の計算表

断面	ℓ_i (m)	$ d\alpha/dx _i$ (rad/m)	β_i	$e^{-\beta_i \ell_i}$	r_i	$\frac{1}{\beta_i}(r_i - r_{i+1})$
0					1.0	
1	10.00	0	0.002	0.98020	0.98020	9.9
2	10.00	0	0.002	0.98020	0.96079	9.705
3	10.00	0	0.002	0.98020	0.94177	9.51
4	10.00	0	0.002	0.98020	0.92312	9.325
5	11.52	0.04545	0.013363	0.85732	0.79141	9.856
6	11.52	0.04545	0.013363	0.85732	0.67849	8.450
7	11.52	0.04545	0.013363	0.85732	0.58168	7.245
8	11.52	0.04545	0.013363	0.85732	0.49869	6.210
9	11.52	0.04545	0.013363	0.85732	0.42754	5.324
10	11.52	0.04545	0.013363	0.85732	0.36654	4.565
11	10.00	0	0.002	0.98020	0.35928	3.63
12	10.00	0	0.002	0.98020	0.35216	3.56
13	10.00	0	0.002	0.98020	0.34519	3.485
14	10.00	0	0.002	0.98020	0.33836	3.415
Σ						94.180

$F_{A \max} = 650 \text{ tf}$ であるから,

$$a_A (F_{A \max} - R_A) = 0.98 (650 - 15) = 622.3 \text{ (tf)}$$

となる。緊張材引張力は緊張端から x_i (m) 位置にあって,

$$P(x_i) = 622.3 r_i$$

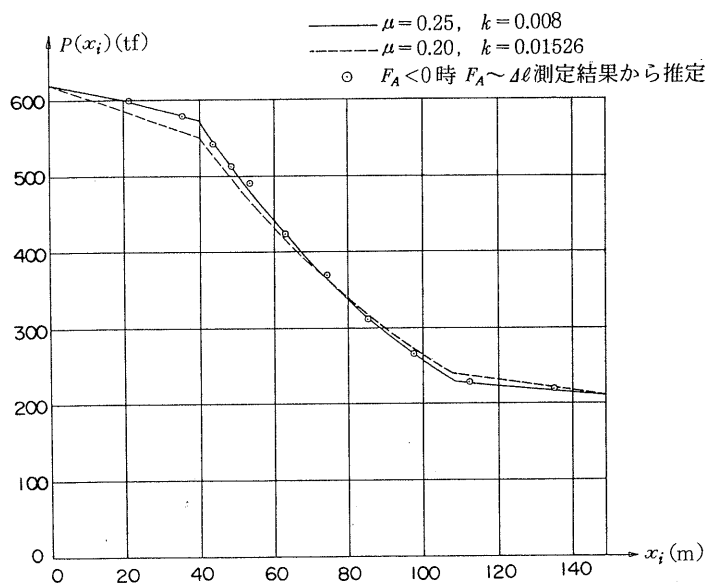
であるから、 $x_i \sim P(x_i)$ を図示すると図—18のようになる。図中実線は $\mu=0.25$, $k=0.008$ と仮定した上記計算結果を示し、点線はここでは計算結果は与えていないが、同一 $r(\ell)$ を与える他の1組の $\mu=0.20$, $k=0.01526$ を用いた場合の分布図である。

(f) 緊張材断面積 $A_p=51.32\text{cm}^2$ を用い、ヤング係数 E_p は(e)の表—5で与えられる

$$L = \sum \frac{1}{\beta_i} (\gamma_i - \gamma_{i+1}) = 94.180$$

を用いて次のように定められる。

$$E_p = \frac{a_A \cdot L}{A_p \cdot t_g w_1} = \frac{0.98 \times 94.180}{51.32 \times 10^{-4} \times 0.9224 \times 10^{-3}} \\ = 1.9497 \times 10^7 \quad (\text{tf/m}^2) \\ \Rightarrow 1.95 \times 10^6 \quad (\text{kgf/cm}^2)$$



図—18 $P(x_i) \sim x_i$ 曲線

(g) 作働側引張荷重減少時($F_A \sim \Delta \ell$)曲線を用いて緊張材引張力分布を求める。 $\Delta \ell$ の変化の生ずる F_A は、

$$F_A \equiv F_A^{A'} = 0.98^2 (650 - 15) \\ = 594.85 \cong 595 \quad (\text{tf})$$

であり、このときの伸びは、

$$\Delta \ell_{\max} = 586 \text{ mm}$$

のままである。

$\Delta F_A < 0$ のとき測定された $F_{A,i}$ と $\Delta \ell_i$ とは表—6のようであった。これから $a_A \cdot \gamma_i$, $\Delta \ell_{i,i-1}$,等を計算すると表—6のようになる。

表—6 測定 $F_{A,i}$ (tf), $\Delta \ell_i$ (mm) 及び $a_A \cdot \gamma_i$, $\Delta \ell / \Delta F$ の計算

i	測定値		$a_A \cdot \gamma_i$	$\Delta F_{i-1,i}$	$\Delta \ell_{i-1,i}$	$\frac{\ell_{i-1,i}}{\Delta F_{i-1,i}}$	$\frac{\Delta \ell_{i,i+1}}{\Delta F_{i,i+1}}$
	$F_{A,i}$	$\Delta \ell_i$					
0	595	586	0.98	—	—	—	—
1	548	581	0.9416	47	5	0.1064	0.3256
2	505	567	0.9049	43	14	0.3256	0.4182
3	450	544	0.8557	55	23	0.4182	0.5200
4	400	518	0.8084	50	26	0.5200	0.5294
5	366	500	0.7746	34	18	0.5294	0.6400
6	266	436	0.6652	100	64	0.6400	0.803
7	200	383	0.5819	66	53	0.8030	1.0000
8	137	320	0.4893	63	63	1.0000	1.2195
9	96	270	0.4181	41	50	1.2195	1.5517
10	67	225	0.3594	29	45	1.5517	2.0000
11	61	213	0.3459	6	12	2.0000	2.8333
12	55	196	0.3320	6	17	2.8333	

注

$$a_A \cdot \gamma_i = \sqrt{\frac{F_{A,i+15}}{635}} \quad \text{で求める。}$$

x_i は次式で求まる。

$$E_P \cdot A_P = 100.07 \times 10^{-3}$$

$$x_i = 100.07 \times 10^{-3} \left[\frac{1}{2} a_A \cdot \gamma_i \left(\frac{\Delta \ell_{i-1,i}}{\Delta F_{i-1,i}} + \frac{\Delta \ell_{i,i+1}}{\Delta F_{i,i+1}} \right) + \sum_1^i (a_A \cdot \gamma_{i-1} - a_A \cdot \gamma_i) \frac{\Delta \ell_{i-1,i}}{\Delta F_{i-1,i}} \right]$$

x_i 位置緊張材引張力は,

$$P(x_i) = \frac{F_{A,i} + 15}{a_A \gamma_i}$$

で与えられる。 x_i , $P(x_i)$ は表—7 のように計算される。

表—7 x_i (m), $P(x_i)$ (tf) の計算

i	$\left[\frac{\Delta \ell_{i-1,i}}{\Delta F_{i-1,i}} + \frac{\Delta \ell_{i,i+1}}{\Delta F_{i,i+1}} \right]$	$(a_A \cdot \gamma_{i-1} - a_A \cdot \gamma_i) \frac{\Delta \ell_{i-1,i}}{\Delta F_{i-1,i}}$	$\sum_1^i (a_A \gamma_{i-1} - a_A \gamma_i) \frac{\Delta \ell_{i-1,i}}{\Delta F_{i-1,i}}$	x_i (m)	$P(x_i)$ (tf)
1	0.4320	0.004086	0.004086	20.76	597.9
2	0.7438	0.011949	0.01604	35.28	574.6
3	0.9382	0.020575	0.03661	43.83	543.4
4	1.0494	0.024596	0.06121	48.57	513.3
5	1.1694	0.017894	0.07910	53.24	491.9
6	1.4430	0.007002	0.1491	62.95	422.4
7	1.8030	0.006689	0.2160	74.11	369.5
8	2.2195	0.09260	0.3086	85.22	310.6
9	2.7712	0.08683	0.3954	97.54	265.5
10	3.5517	0.09108	0.4865	112.55	228.2
11	4.8333	0.02700	0.5135	135.04	219.7

以上の結果を図—18 にプロットすると $\mu=0.25$, $k=0.008$ と仮定した場合の緊張材引張力分布曲線上に乗ることが明らかである。

よって仮定は適切であり, $\mu=0.20$, $k=0.01526$ の仮定は不適当といえる。

以上は図上での緊張試験にすぎず, 更に本方法を実地に適用した場合の検討, 特に引張荷重, 伸び測定の精度をいかほどにすれば, μ 値の小数点 2 桁の数字が信頼可能となるか, 等更に研究する必要がある。これら測定精度に関する注意は FIP Commission 報告に論じられる事となっている。

PC板埋設型枠の利用による構造の実例

PC埋設型枠床版工法は、PC板をプレキャスト部材とし、合成桁の原理にならいステーシング（あるいはサポート）なしでコンクリート床版、その他の部材を施工する方法である。使用するPC板の種類は図-1に示すように、平型板、リブ付き平型板、そしてチャンネル型板等でスパンに応じて選ばれる。各板ともPCベッドにおいてスライディング・フォーム方式で作られるがこれらは型枠としての役割を果たすだけでなく、場所打ちコンクリート硬化後は更に合成断面の一部として荷重にも抵抗する。筆者らがPC Stagingless Live Form 工法と名付けたゆえんであるが、PC Panel Composite 床版工法（略称PCC床版工法）とも呼ばれているので、以後は便宜上略称を用いることとする。

筆者らは数年来、活荷重が作用する道路橋床版を想定してPCC床版の力学的特性を実験的に検討してきた。その結果、PC板と現場打ちコンクリートとの打継ぎ目の付着は十分であり、一体の床版として十分挙動することが明らかになった。

しかしながら、これまでの合成床版の設計では、プレストレス力による偏心圧縮力を考慮せず、単なるRC部材として取り扱ってきたため、極めて安全側すぎる結果が得られた。そこで筆者らは、この合成床版を使用状態でのひびわれを許容するⅢ種PC部材として設計することを考え、実際にはりおよび版供試体を作製し、実験的研究を実施した。

そこで本文ではまずその結果を報告することとし、次にPCC床版の実例的な設計例を取上げ、ついで同床版の土木・建築両面での適用の実例を示し、併せて問題点に言及する。

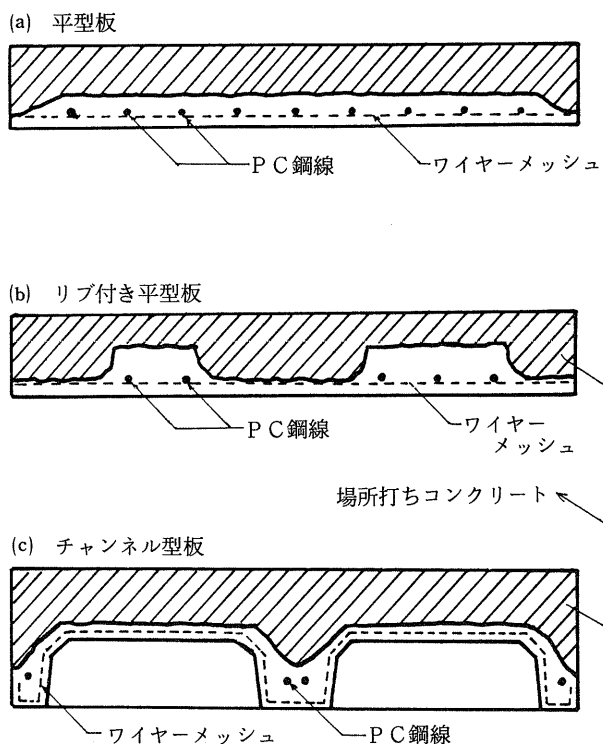


図-1 PC板の種類

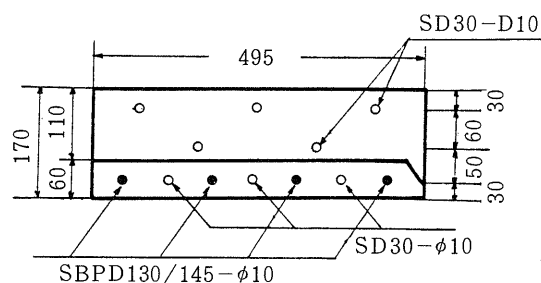
I. PC埋設型枠合成床版に関する実験的研究

1. 実験供試体

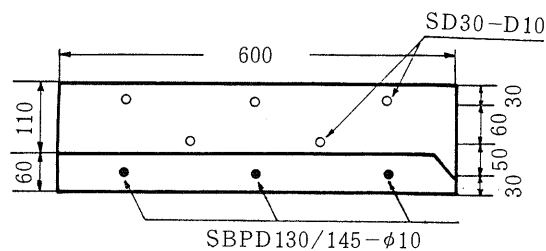
実験に用いたPC板は、工場のPCベッドでスライディングフォームを用いて連続して製造され、所定の長さに切断された。

合成はりの断面形状・寸法を図-2に示す。Aは二等橋RC床版として、Bは同Ⅲ種PC床版（鋼材の許容増加応力度： $\Delta\sigma_p = 1000 \text{ kg/cm}^2$ ）として、それぞれ設計したものである。はり供試体の種類を表-1に示す。Ⅲ種PC部材として設計したBについては、合成方法を変えて供試体を作製した。B-a'は異形PC鋼棒とPC鋼より線との付着性状の違いを調べる目的で、異形PC鋼棒の代わりにPC鋼より線（SWPR7A, 9.3mm）を用いたものであり、B-bは合成部材ではなく通常のPCはりとして製作したものである。またB-cは下縁のプレストレスの効果をより期待して両端はり出しで合成したものである。なお、コンクリートの設計基準強度はPC板が 500 kg/cm^2 で、現場打ち部が 240 kg/cm^2 である。

床版は二等橋床版を想定し、スパン2m、幅1.8m、版厚17cmの一方版として設計・製作した。図-3にRCと



A：RCとして設計した合成はり

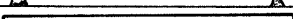


(鉄筋なし)

B：Ⅲ種PCとして設計した合成はり

図-2 PCCはり供試体の種類

表-1 はり供試体の種類

	設 計 様 式		合 成 方 法
A	R C		
B	a a'	P C Ⅲ	
	b		
	c		

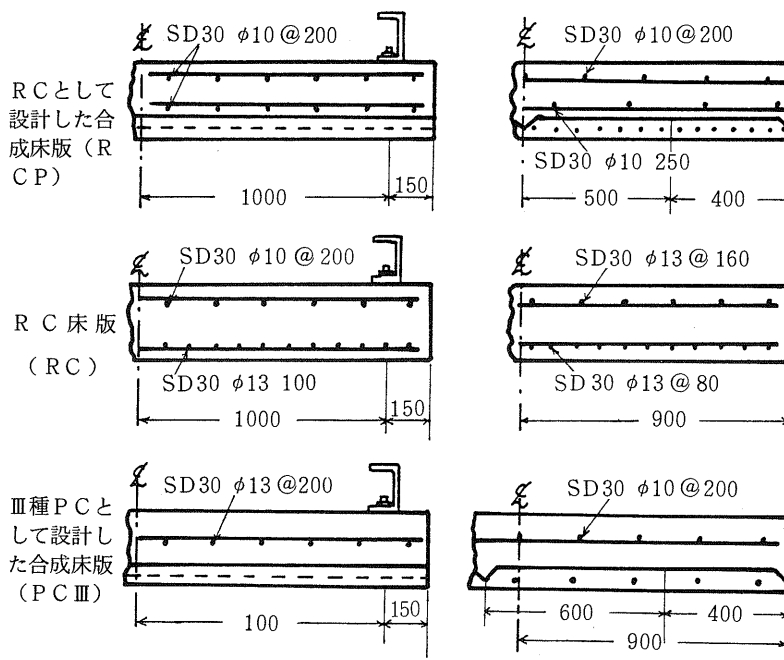


図-3 各種版供試体の形状・寸法

みなして設計した合成床版（RCP）、RC床版（RC）ならびにⅢ種PC（PCⅢ）として設計した合成床版の3種類の供試体の断面形状・寸法などを示す。

PCC版は、PC板間のButt-jointの影響を調べる目的で40～60cmのPC板を用いて構成した。まず試験機上に4枚のPC板を並べ、その上に場所打ちコンクリートを打設して合成床版を作製し、一カ月養生後に疲労試験を開始した。

2. 試験方法

はり供試体の載荷方法はスパン2mの3等分点2点載荷とした。版供試体の試験は実際の状態をシミュレートして図-4に示すように9点の移動載荷方式で行った。載荷荷重はT-20の後輪荷重に相当する8tonとし、20cm×20cmの載荷板を介して載荷した。1万回載荷するごとに順次移動させて合計200万回に達するまで繰り返し載荷試験を行った。

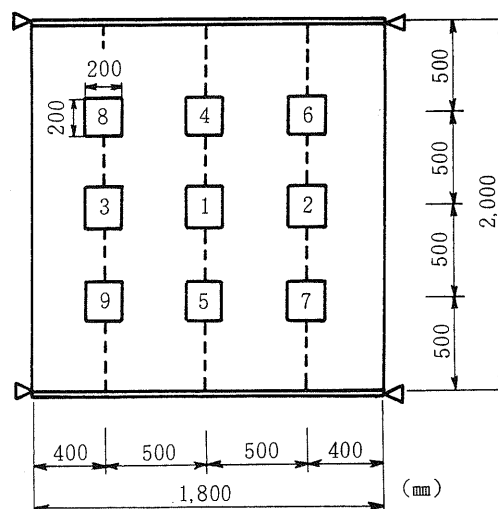


図-4 移動載荷繰り返し試験方法

3. 実験結果および考察

1) はり供試体の場合

(a) 静的試験結果

表-2にPCCはり供試体の静的試験結果を示す。

同表によると、ひびわれ発生モーメントはB-a、B-c供試体各々3.33、4.24t・m/mでB-c供試体の方が大きい。したがって合成するには、両端張り出しの方がひびわれに関しては有利になる。

破壊に関して検討すると、Aシリーズの場合は $M_u/M_D = 7.0$ となり極めて不経済な設計であることがわかる。Bシリーズの場合のPC板には図-1に示したようにPC鋼材のみで異形鉄筋を用いていないから、ひびわれ性状は若干劣るがB-a、B-a'の M_u/M_D はそれぞれ3.6、4.2とAの7.0に比べてかなり低減しており、限界状態設計法の終局安全度の面から検討しても適当な値になっている。

また曲げモーメントが大きくなると理論値からはずれてくる傾向にある。これは曲げモーメントが大きくなると、コンクリートの上縁側のひずみ分布が三角形分布にならないにもかかわらず、鋼材応力をコンクリートの上縁側のひずみ分布から推定したためである。

表-2 静的試験結果

	A	B			
		a	a'	b	c
設計モーメント M_D	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12
ひびわれモーメント M_{cr}	5.02	3.33	3.35	3.89	4.24
M_{cr} / M_D	2.4	1.6	1.6	1.8	2.0
破壊モーメント M_U	14.75	7.67	8.81	9.03	8.15
破壊モーメント (理論値)	13.47	5.31	5.21	5.64	5.31
M_U / M_D	7.0	3.6	4.2	4.3	3.8

(単位: t・m/m)

(b) ひびわれ性状

図-5は鋼材応力の増加量と最大ひびわれ幅の関係を示したものである。図中の直線および破線は、それぞれB-a, B-a'について最も大きなひびわれ幅の点を結んだものである。同図より、いま許容ひびわれ幅を0.1mmとして鋼材応力の増加量を求めてみると、B-a, B-a'の供試体に用いた異形PC鋼棒、PC鋼より線に対して、それぞれ200および500 kg/cm²が得られる。理論的にそれらの値に対する抵抗モーメントを求めると、それぞれ2.44, 2.75 t・m/mとなり、設計モーメント(2.12 t・m/m)以上で、0.1mmのひびわれを許容するというⅢ種PC部材の設計条件は十分に満足されている。

なお、鋼材応力の増加量の許容値を1000 kg/cm²として設計したにもかかわらず、上記のように余裕ある設計となったのは、設計の際の所要の鋼材量が終局状態の安全度で決まってしまうからである。

2) 版供試体の場合

(a) たわみ性状

図-6にPCC床版供試体における繰返し回数と中央点のたわみの関係を示す。ここで、弾性たわみと残留たわみをたし合わせたのが全たわみ量である。同図より、PC板を用いた合成床版はRC床版に比べてはるかにたわみは小さい。特に残留たわみは、8t-200万回疲労後でも1mm以下でRC床版の残留たわみの5分の1程度であった。

また、Ⅲ種PCとして設計した合成床版はRCとみなして設計した合成床版に比べて、残留たわみはやや大きいものの、12t-200万回疲労後においても弾性たわみはほとんど変化していない。したがって、床版の剛性の低下はほとんどなかったものと考えられる。

3種類の供試体すなわちⅢ種PC合成床版、RCとみなして設計した合成床版およびRC床版の静的載荷試験結果、8t-N=200万回の繰返し載荷終了後の静的載荷試験によるたわみ曲線を図-7に示す。

8t-200万回疲労試験終了後では、Ⅲ種PC合成床版のたわみはRC床版のその2分の1程度であり、RCとみなして設計したPC合成床版と同程度のたわみとなった。

(b) Butt-joint の影響

合成床版底面のButt-jointの影響を調べる目的で、中央点のたわみの実測値と、等方性版としてFEM解析した中央点の理論たわみとを一致させた場合のスパン直角方向のたわみ曲線を図-8に示す。同図より8t-200万回繰

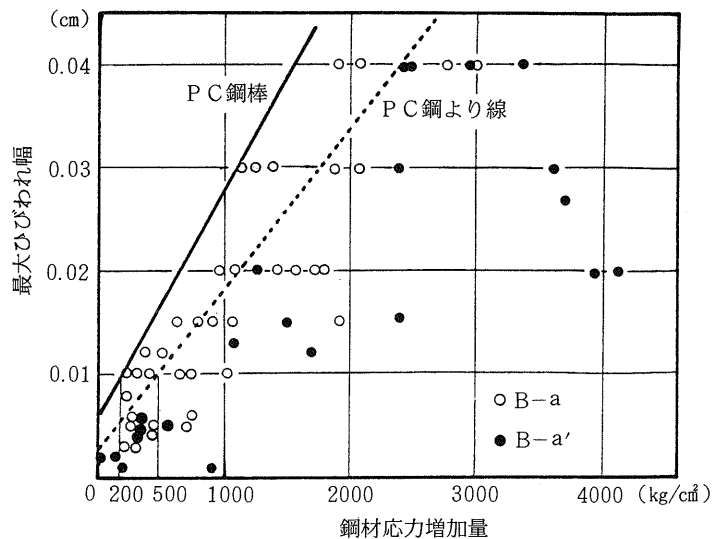


図-5 鋼材応力増加量とひびわれ幅の関係

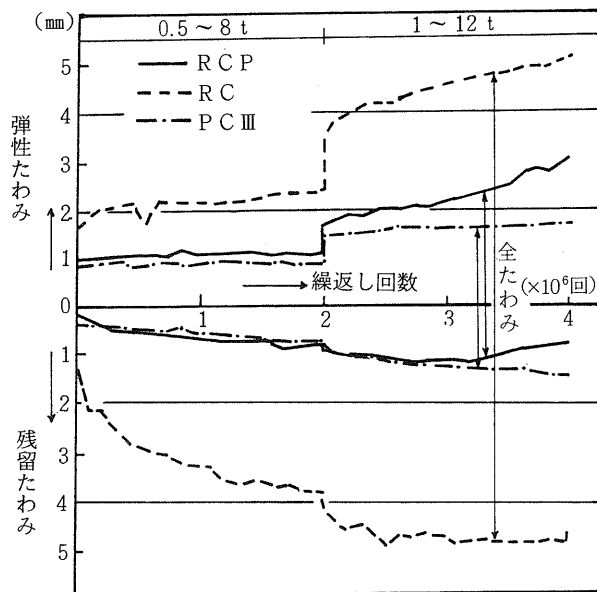


図-6 繰返し回数とたわみの関係

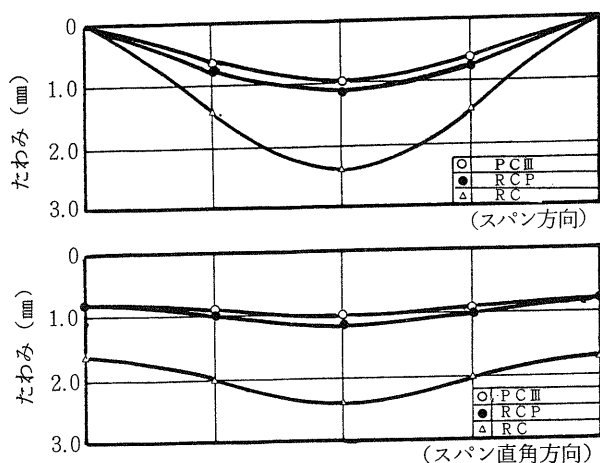


図-7 8t-200万回疲労試験終了後のたわみ曲線

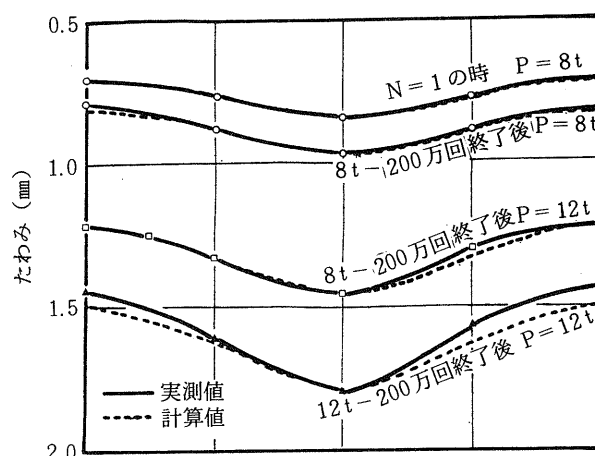


図-8 FEM解析した理論たわみと実測値 (中央点載荷)

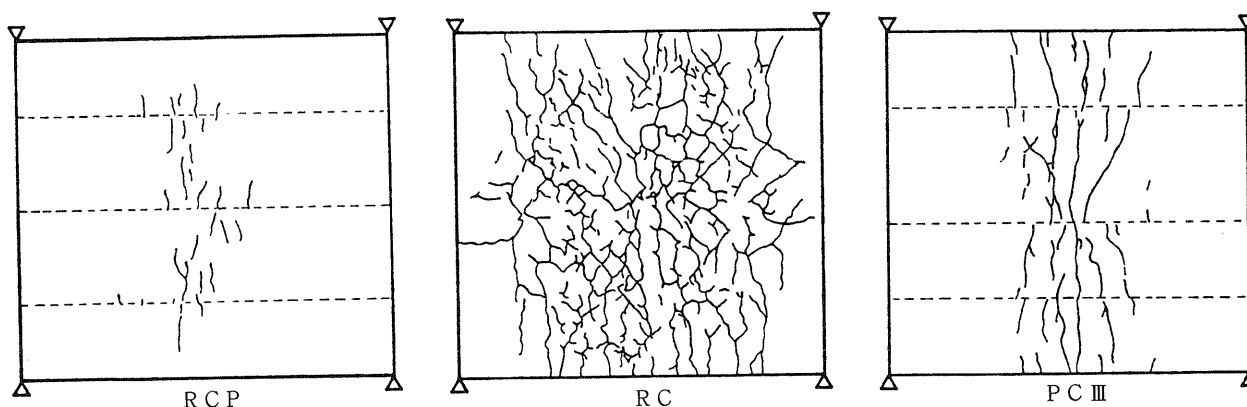


図-9 各種床版下面のひびわれ状況
8t (設計荷重 $\times 1.4$) - 200万回載荷後

返し載荷後も、疲労前の静的載荷の場合と同様に、計算値と実測値は極めてよく一致している。したがって、Butt-joint は剛性にほとんど影響を与えていないものと考えられる。また実供試体は異方性の版であるにもかかわらず、一体とした等方性版として設計しても差支えないことがわかる。

(c) ひびわれ性状

12t-200万回繰り返し載荷試験終了後の底面のひびわれ状況を図-9に示す。版底面のひびわれは、Ⅲ種PC合成床版、RCとみなして設計した合成床版、RC床版の順に多くなっており、合成床版の場合プレストレスが働いているため、除荷後にはひびわれは目視できないくらいに閉じた。

4. 結 論

本実験で得られた結果をまとめると下記ようになる。

- 1) 合成床版は両端張り出して合成した方がひびわれ発生に関して有利になる。
- 2) 異形PC鋼棒の付着特性は、PC鋼より線と比べて若干劣るため、活荷重の影響が大きい場合はPC鋼より線を用いる方が望ましい。
- 3) PC埋設型枠合成床版をRCとみなして設計すると鋼材量が多く安全側すぎて不経済となる。Ⅲ種PCとみなし

て設計すべきであろう。

4) P C埋設型枠合成床版はR C床版に比べて、ひびわれ、たわみ性状が極めて優れている。

5) 合成床版の底部にはP C板間の Butt-joint の切れ目が残る。しかしながらそれらの影響は小さく、切れ目のない一体の版と考えて差支えない。

6) スパン直角方向の鉄筋は上下2段に配置するよりも、より完全なホゾ作用を期待して現場打ちコンクリートの中層に配置する方が有利になるばかりでなく、床版上面への貫通ひびわれの防止にも有効である。

II. P C埋設型枠合成床版の設計例

P C C床版の実際への適用について基本的な問題点を明らかにする目的で、鋼3径間連続非合成I桁橋へ適用することとし、そのうち、ここでは中間床版の設計を重点的に取上げることにする。そして試みに、設計IではP C板が中間サポートの不要な型枠として働く施工時、すなわち床版の場所打ちコンクリート打設時に対しP C I種、設計荷重作用時に対しては鉄筋コンクリートとして取扱い、次に設計IIでは、前者に対しP C II種、後者に対してはP C III種で取扱うこととする。ただし、中間床版の支承部は共に鉄筋コンクリートとして設計することとする。

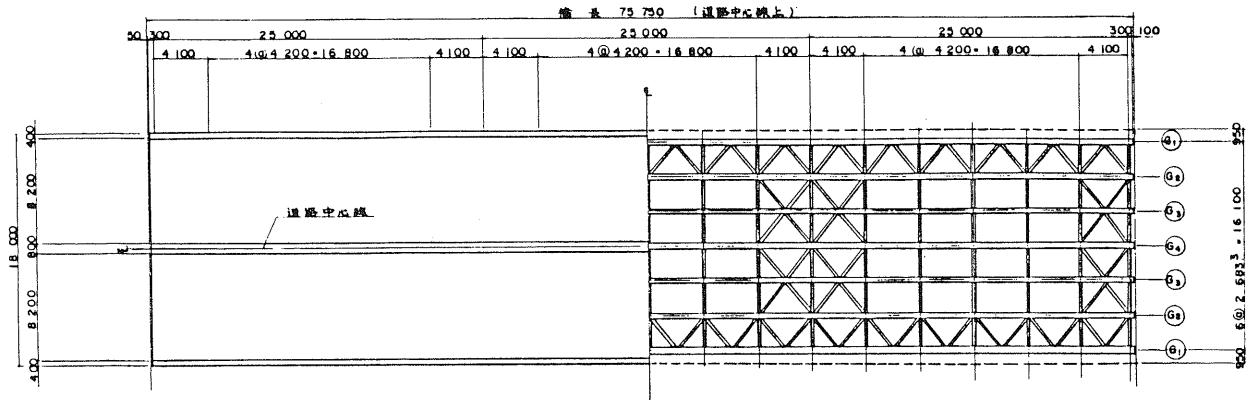
橋梁の諸元、構造一般図、床版の形状寸法等は表-3、図-10、図-11に示す通りである（阪神高速道路公団東大阪線）。

なお、設計は主として「道路橋示方書・同解説」に準じて行うが、新しい試みなのでその規定だけでは不適當な場合が生じてくる。その場合、土木学会プレストレストコンクリート標準示方書および、すでに合成床版が規定に取り入れられているAASHTO (1979 INTERRIM SPEC) などから、最も適當と考えられる規定を採用する。表-4に許容応力度、その他を示す。

表-3 橋 梁 諸 元

項 目	各 諸 元
橋 梁 形 式	鋼3径間連続非合成I桁橋
橋 長	75,750 m
け た 長	75,600 m
支 間	25,000 m + 25,000 m + 25,000 m
幅 員	17,200 m
活 荷 重	TL-20

值 最 75 750 (道路中心線上)



斷 面 圖 s. 1 / 50

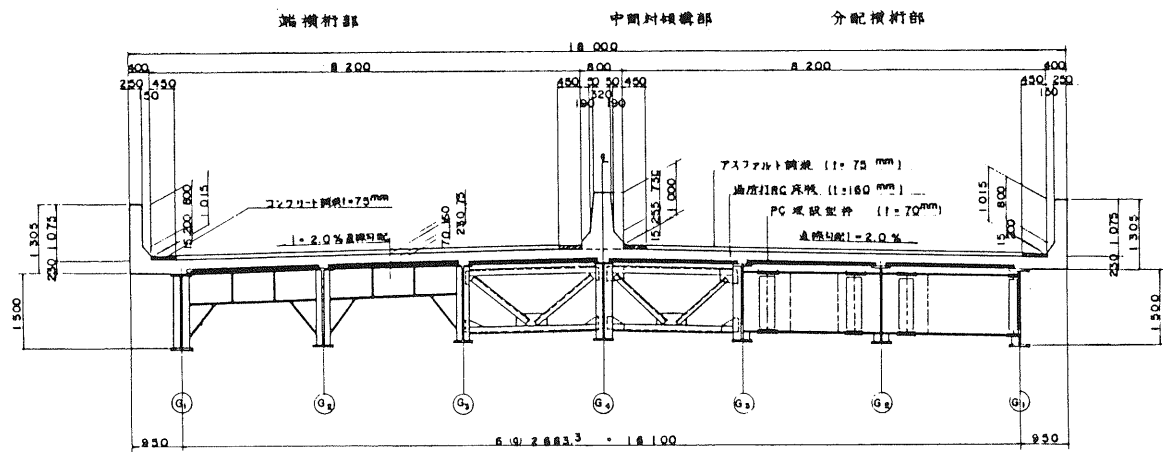
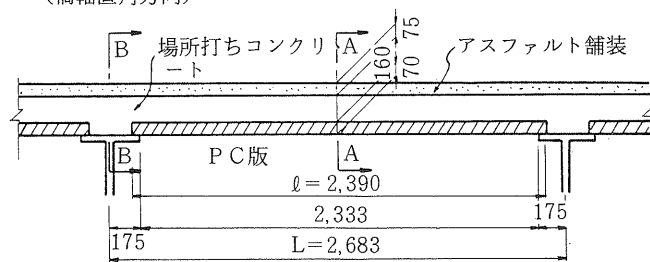


図-10 構造一般図

(橋軸直角方向)



(橋軸方向)

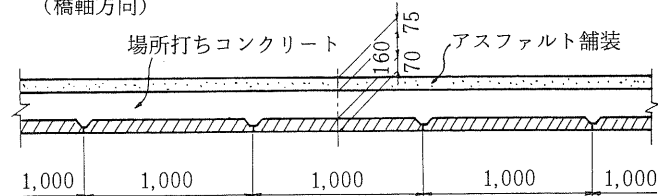


図-11 床版の形状 (A-A断面)

表-4 許容応力度, その他

		許容応力度, その他	設計法の種類		備 考
			設 計 I	設 計 II	
コン ク リ ー ト	床 版 用	設 計 基 準 強 度 (σ_{ck})	270 kg/cm ²		
		許 容 曲 げ 圧 縮 応 力 度 (σ_{ca})	90 "		
	P C 版 用	設 計 基 準 強 度 (σ_{ck})	500 "		
		許 容 曲 げ 圧 縮 応 力 度 (σ_{ca})	170 "		
		許 容 曲 げ 引 張 応 力 度 (σ_{cat})	0	30 ¹⁾	
		ク リ ー プ 係 数 (φ)	3.0		
		乾 燥 収 縮 度 (ε_s)	20×10^{-5}		
P C 鋼 材	許 容 引 張 応 力 度 (kg/mm ²)				設計 I
	プレストレッシング時 (σ_{pia})		156.0	135.0	φ2.9×3使用
	プレストレッシング直後 (σ_{pta})		136.5	122.5	設計 II φ9.3使用
	場所打ちコンクリート打設時 (σ_{pa})		117.0	105.0	
	鋼材増加応力度許容値 ($\Delta\sigma_{pa}$)			1000kg/cm ² ²⁾	ひびわれ幅 0.1 mm
鉄 筋	許 容 引 張 応 力 度 (σ_{sa})		1400 kg/cm ² ³⁾		SD30使用

注 1)

Ⅲ種 PCC 部材として設計した PCC はり供試体の曲げ試験結果では、ひびわれ発生モーメントから終局モーメントまでかなりの余裕があるので、もしひびわれが生じても耐力的には問題はない。よって、許容曲げ引張応力度として土木学会プレストレスコンクリート標準示方書の 30 kg/cm² とする。

2)

鋼材図心位置のコンクリート応力度が 0 となる状態からの鋼材の増加応力度の許容値は、合成床版の疲労試験結果を参考にしひびわれ幅 0.1 mm に対応する値として 1,000 kg/cm² を採る。

3)

鉄筋の許容引張応力度は従来の RC 床版では $\sigma_{sa} = 1,200$ kg/cm² 程度が望ましいとして、その応力レベルを「基準」より下げている。しかし、耐ひび割れ性状が良好な PCC 床版では $\sigma_{sa} = 1,400$ kg/cm² とする。

IA. 設計 I の場合

1. PCC 板の設計

PCC 板は施工時に版自重、場所打ちコンクリート荷重および作業荷重 ($W_f = 150$ kg/cm²) を受けて引張応力を発生させないフルプレストレス部材として設計する。

主桁上のかかり長さは板のずれおよび板端の強度等を考慮して 50 mm 以上とする。

設計支間 $l = \text{PCC 版長} - 50 \text{ mm} = 2,390 \text{ mm}$

1) 施工時曲げモーメント

版自重 $W_{d0} = 0.070 \times 2.5 = 0.175$ t/m²

場所打ちコンクリート荷重 $W_{d1} = 0.160 \times 2.5 = 0.400$ "

作業荷重 $W_f = 0.150$ "

合計 $W(d+f) = 0.725$ t/m²

$$\begin{aligned}
 M(d+f) &= \frac{1}{8} W(d+f) d^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 0.725 \times 2.390^2 = 0.518 \text{ t} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

2) 断面の諸定数

P C板は、100 cm × 7 cmの矩形断面として、断面諸定数は

$$A = bh = 100 \times 7 = 700 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{h}{2} = \frac{7}{2} = 3.5 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 7^3}{12} = 2,858 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 7^2}{6} = 817 \text{ cm}^3$$

3) 曲げ応力度の照査

(a) 施工時荷重による曲げ応力度

$$\begin{aligned}
 \left. \begin{array}{l} \text{上縁 } \sigma'_c \\ \text{下縁 } \sigma_c \end{array} \right\} &= \pm \frac{M(d+f)}{W} = \pm \frac{0.518 \times 10^5}{817} = \pm 63.4 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

(b) プレストレスの導入

i. 使用P C鋼材およびその配置

版1枚あたり20本使用し図-12のように配置する。

ii. プレストレッシング直後の応力度

P C鋼より線（3本より）φ 2.9 mmの初期引張応力度 $\sigma_{pi} = 133 \text{ kg/mm}^2$ ($< \sigma_{pat} = 136.5 \text{ kg/mm}^2$)とする。プレテンション方式による導入直後のプレストレス力 (P_i) は、緊張力 P_i からコンクリートの弾性変形とP C鋼材のリラクセーションによる減少量を差引いた値となる。

コンクリートの弾性変形による減少量

$$\Delta \sigma_{pt} = n \left(\frac{P_i}{A} + \frac{P_i \cdot e_p}{W_g} \right)$$

ここに

$$n = \frac{E_p}{E_{c1}} = \frac{20 \times 10^5}{3.25 \times 10^5} = 6.15$$

$$P_i = N \cdot A_p \cdot \sigma_{pi} = 20 \times 19.82 \times 133 = 52,720 \text{ kg}$$

$$W_g = \frac{I}{e_p} = \frac{2,858}{0.11} = 25,985 \text{ cm}^3$$

$$\Delta \sigma_{pt} = 6.15 \times \left(\frac{52,720}{700} + \frac{52,720 \times 0.11}{25,985} \right) = 460 \text{ kg/cm}^2 = 4.6 \text{ kg/mm}^2$$

P C鋼材のリラクセーションによる減少量

ここではリラクセーション率は、コンクリートにプレストレスを与えるまでに6%（蒸気養生の影響2%考慮）、その後2%と考慮して計算する。

$$\Delta \sigma_{pr1} = 0.06 \times \sigma_{pi} = 0.06 \times 133.0 = 8.0 \text{ kg/mm}^2$$

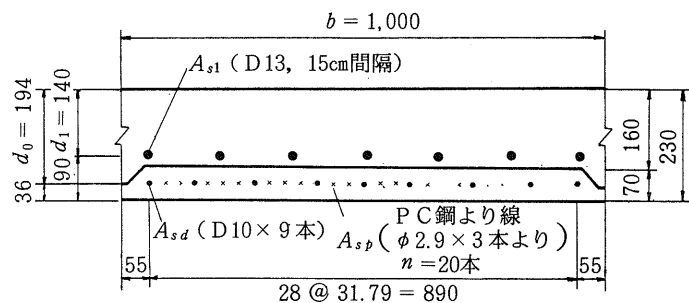


図-12 支間中央断面

したがってP C鋼材の導入直後の引張応力度は

$$\begin{aligned}\sigma_{pt} &= \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{pt} - \Delta\sigma_{pr1} \\ &= 133.0 - 4.6 - 8.0 = 120.4 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_{pta} = 136.5 \text{ kg/mm}^2\end{aligned}$$

導入直後のプレストレスは

$$\begin{aligned}P_t &= N \cdot A_p \cdot \sigma_{pt} = 20 \times 19.82 \times 120.4 = 47,730 \text{ kg} \\ M_{pt} &= P_t \cdot e_p = 47,730 \times 0.11 = 5,250 \text{ kg} \cdot \text{cm}\end{aligned}$$

$$\text{上縁 } \sigma_{ct}' = \frac{P_t}{A_c} - \frac{M_{pt}}{W'} = \frac{47,730}{700} - \frac{5,250}{817} = 61.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁 } \sigma_{ct} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{M_{pt}}{W} = \frac{47,730}{700} + \frac{5,250}{817} = 74.6 \text{ } "$$

$$\begin{aligned}\text{P C鋼材} \quad \sigma_{cpt} &= \frac{P_t}{A_c} + \frac{M_{pt}}{W_g} = \frac{47,730}{700} + \frac{5,250}{25,985} = 68.4 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{図心位置}\end{aligned}$$

iii. 有効プレストレス

コンクリートに与えられたプレストレスは、コンクリートのクリープ、乾燥収縮、およびP C鋼材のリラクセーションによってしだいに減少する。

コンクリートのクリープ、乾燥収縮による減少量は次式で計算される。

$$\Delta\sigma_{p\varphi} = \frac{n\varphi\sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_s}{1 + n \frac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\varphi}{2}\right)}$$

ここに

$$n = \frac{E_p}{E_c} = \frac{20 \times 10^5}{4.0 \times 10^5} = 5.0$$

$$\varphi = 3.0$$

$$\varepsilon_s = 20 \times 10^{-5}$$

σ_{cp} : P C鋼材図心位置における持続荷重によるコンクリートの曲げ応力度 $\sigma_{dog} \approx 0$ であるので $\sigma_{cp} = \sigma_{cpt}$ とする

$$\begin{aligned}\therefore \Delta\sigma_{p\varphi} &= \frac{5.0 \times 3.0 \times 68.4 + 20 \times 10^5 \times 20 \times 10^{-5}}{1 + 5.0 \times \frac{68.4}{12,040} \times \left(1 + \frac{3.0}{2}\right)} \\ &= 13.3 \text{ kg/mm}^2\end{aligned}$$

P C鋼材のリラクセーションによる減少量は

$$\Delta\sigma_{pr2} = 0.02 \times \sigma_{pt} = 0.02 \times 120.4 = 2.4 \text{ kg/mm}^2$$

したがってP C鋼材の有効引張応力度は

$$\begin{aligned}\sigma_{pe} &= \sigma_{pt} - \Delta\sigma_{p\varphi} - \Delta\sigma_{pr2} \\ &= 120.4 - 13.3 - 2.4 = 104.7 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_{pa} = 117.0 \text{ kg/mm}^2\end{aligned}$$

有効係数は

$$\eta = \frac{\sigma_{pe}}{\sigma_{pt}} = \frac{104.7}{120.4} = 0.870$$

有効プレストレスは

$$\text{上縁 } \sigma_{ce}' = \eta \sigma_{ct}' = 0.870 \times 61.8 = 53.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁 } \sigma_{ce} = \eta \sigma_{ct} = 0.870 \times 74.6 = 64.9 \text{ } "$$

iv. 施工時曲げ応力度

$$\begin{aligned}\text{上縁 } \sigma_c &= \sigma'_{ce} + \sigma'(d+f) \\ &= 53.8 + 63.4 = 117.2 \text{ kg/cm}^2 < 170 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{下縁 } \sigma_c &= \sigma_{ce} + \sigma(d+f) \\ &= 64.9 - 63.4 = 1.5 \text{ kg/cm}^2 > 0 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

以上の結果、場所打ち床版コンクリート打設時においていずれも許容値を満足しているので安全である。

2. 橋軸直角方向の床版の設計

床版の形状、寸法は図-11に示すとおりである。

断面力の算定にあたって本床版は等方性版として「道示」に準拠して設計を行う。

1) 設計曲げモーメント

車両進行方向に直角な支間に対する幅 1 m あたりの設計曲げモーメントは、「道示」鋼橋篇、6・1・4 による。

死荷重 (床版荷重は P C 版に受け持たせるので考慮しない)

$$\text{アスファルト舗装 } 0.075 \times 2.3 = 0.173 \text{ t/m}^2$$

活荷重

$$\text{後輪荷重 } P = 8.0 \times 1.2 = 9.6 \text{ t}$$

(a) 支間中央断面 (A-A 断面)

死荷重による曲げモーメントは、「道示」鋼橋篇表 6・1・2 より

$$M_d = \frac{1}{10} \cdot W_d \cdot L^2 = \frac{1}{10} \times 0.173 \times 2.683^2 = 0.125 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

活荷重による曲げモーメントは、「道示」表 6・1・1 より

$$M_l = (0.12 \cdot L + 0.07) P \cdot 0.8 = (0.12 \times 2.683 + 0.07) \times 9.6 \times 0.8 = 3.010 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

$$\therefore M_A = M_d + M_l = 0.125 + 3.010 = 3.135 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

(b) 支点断面 (B-B 断面)

$$M_d = -\frac{1}{10} \cdot W_d \cdot L^2 = -\frac{1}{10} \times 0.173 \times 2.683^2 = -0.125 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

$$M_l = - (0.12 \cdot L + 0.07) P \cdot 0.8 = - (0.12 \times 2.683 + 0.07) \times 9.6 \times 0.8 = -3.010 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

$$\therefore M_B = -0.125 - 3.010 = -3.135 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

2) 曲げ応力度の照査

(a) 支間中央断面 (A-A 断面)

支間中央断面を図-12に示す。

P C 版内に配置される P C 鋼材及び鉄筋は全て主鉄筋として計算する。

曲げ応力度諸係数の計算

$$\begin{aligned}A_{s0} &= A_{sd} + A_{sp} \\ &= 0.7133 \text{ cm}^2 \times 9 \text{ 本} + 0.1982 \text{ cm}^2 \times 20 \text{ 本} = 10.384 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$A_{s1} = 1.267 \text{ cm}^2 \times 6.67 \text{ 本} = 8.447 \text{ cm}^2$$

$$n \doteq 15$$

$$\begin{aligned}x &= -\frac{n \Sigma A_s}{b} + \sqrt{\left(\frac{n \Sigma A_s}{b}\right)^2 + \frac{2n}{b}(A_{s0} \cdot d_0 + A_{s1} \cdot d_1)} \\ &= -\frac{15 \times (10.38 + 8.45)}{100} + \sqrt{\left\{\frac{15 \times (10.38 + 8.45)}{100}\right\}^2 + \frac{2 \times 15 \times (10.38 \times 19.4 + 8.45 \times 14.0)}{100}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= -2.825 + 10.192 = 7.37 \text{ cm} \\
I_x &= \frac{1}{3} b x^3 + n \{ A_{s0} (x - d_0)^2 + A_{s1} (x - d_1)^2 \} \\
&= \frac{1}{3} \times 100 \times 7.37^3 + 15 \times \{ 10.38 \times (7.37 - 19.4)^2 + 8.45 \times (7.37 - 14.0)^2 \} \\
&= 13,344 + 28,105 = 41,449 \text{ cm}^4
\end{aligned}$$

曲げ応力度の計算（表－５）

$$\sigma_c = \frac{M}{I} x \quad \sigma_s = \frac{nM}{I} (d - x)$$

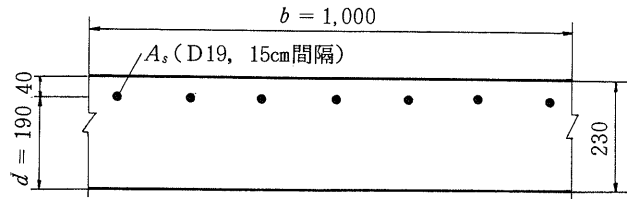
(b) 支点断面（Ｂ－Ｂ断面）

支点断面を図－13に示す。

異形鉄筋D19を15cm間隔で用いる。

曲げ応力度の計算（表－６）

$$\sigma_c = \frac{1}{L_c} \cdot \frac{M}{b d^2}, \quad \sigma_s = \frac{1}{L_s} \cdot \frac{M}{b d^2}$$



図－13 支点断面

表－５ 曲げ応力度計算表

	単 位	支間中央（Ａ－Ａ）
M	t·m	3.135
b	cm	100
d_0	〃	19.4
d_1	〃	14.0
A_{s0}	cm ²	10.384
A_{s1}	〃	8.447
σ_c	kg/cm ²	56
σ_{s1}	〃	752
σ_{s0}	〃	1,365
σ_{ca}	kg/cm ²	90
σ_{sa}	〃	1,400

表－６ 曲げ応力度計算表

	単 位	支 点（Ｂ－Ｂ）
M	t·m	3.135
b	cm	100
d	〃	19.0
A_s	cm ²	19.10（D19×6.7本）
p		0.0101
$1/L_c$		5.54
$1/L_s$		115
M/bd^2	kg/cm ²	8.68
σ_c	〃	48.1
σ_s	〃	998
σ_{ca}	kg/cm ²	90
σ_{sa}	〃	1,400

表－７ 終局荷重作用時の曲げモーメント（t·m）

	支間中央（Ａ－Ａ）	支 点（Ｂ－Ｂ）
M_d	0.125	-0.125
M_ℓ	3.010	-3.010
$1.3M_d + 2.5M_\ell$	7.688	-7.688
$1.7(M_d + M_\ell)$	5.330	-5.330

表-8 破壊抵抗曲げモーメントの計算表

	単 位	支間中央(A-A)	支 点(B-B)
A_s	cm ²	18.83	19.10
σ_s	kg/cm ²	3,000	3,000
σ_{ck}	"	270	270
b	cm	100	100
x	"	3.08	3.12
d	"	16.98	19.00
ϵ_{cu}		0.0035	0.0035
ϵ_s		0.0158	0.0178
T	kg	56,490	57,300
$(d - 0.4x)$	cm	15.75	17.75
M_u	t·m	8.90	10.17
M_{ud}	"	7.69	7.68
$k = M_u / M_{ud}$		1.16	1.32

3) 曲げ破壊の安全度の照査

終局荷重作用時の曲げモーメントは「道示」コン橋篇 2・1・1・(2)・2)・a)・c) より表-7 のようになる。

部材断面の破壊抵抗曲げモーメントは「道示」コン橋篇 2・4・4 より求め、表-8 のようになる。すなわち、

$\sigma_s = \sigma_{sy} = 3,000 \text{ kg/cm}^2$ として中立軸は

$$x = \frac{A_s \sigma_s}{0.85 \times 0.8 \times \sigma_{ck} \times b}$$

鉄筋のひずみは

$$\epsilon_s = \frac{(d - x)}{x} \epsilon_{cu}$$

鉄筋の降伏ひずみは

$$\epsilon_{sy} = \sigma_{sy} / E_s = 3,000 / 2.1 \times 10^6 = 0.00143$$

破壊抵抗曲げモーメントは

$$M_u = T (d - 0.4x) = A_s \sigma_s (d - 0.4x)$$

で求められ、終局荷重作用時の曲げモーメントより大きいので安全である。

4) 各施工段階における曲げ応力度の推移

(a) 場所打ちコンクリート打設時の曲げ応力度

$$M_d = \frac{1}{8} \times (0.175 + 0.400) \times 2.390^2 = 0.411 \text{ t·m/m}$$

$$\frac{\sigma_{cd'}}{\sigma_{cd}} = \pm \frac{0.411 \times 10^5}{817} = \pm 50.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{c'} = 53.8 + 50.3 = 104.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 64.9 - 50.3 = 14.6 \text{ kg/cm}^2$$

(b) 舗装、活荷重による曲げ応力度

$$\text{床版上縁 } \sigma_{c1} = \frac{M}{Z_1} = \frac{3.135 \times 10^5}{9,557} = 32.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{P C 版上縁 } \sigma_{c2} = \frac{M}{Z_2} = \frac{3.135 \times 10^5}{32,919} = -9.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{P C 版下縁 } \sigma_{c3} = \frac{M}{Z_3} = \frac{3.135 \times 10^5}{11,180} = -28.0 \text{ kg/cm}^2$$

(c) 合成

P C C 床版の各施工段階ごとの曲げ応力度は図-14 のようになる。

以上の計算結果、P C C 床版の下縁に生じる曲げ応力度は -13.4 kg/cm^2 となり、これは従来の R C 床版の -40 kg/cm^2 と比べてかなり小さい値である。

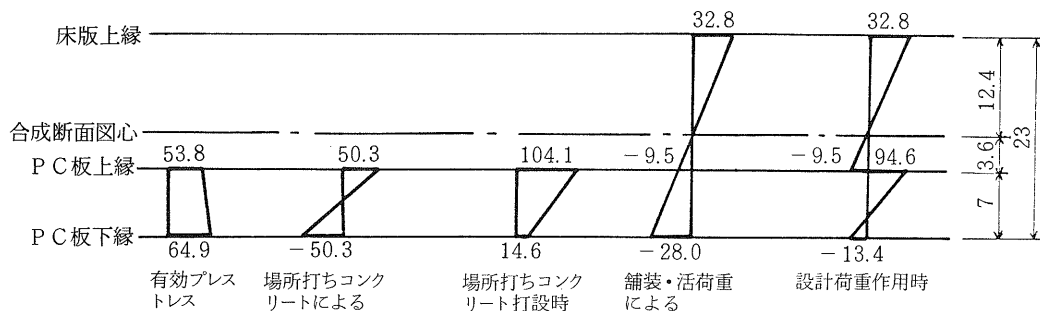


図-14 各施工段階における曲げ応力度 (kg/cm²)

3. 橋軸方向の床版の設計

橋軸方向の床版厚は全厚より P C 版厚を除いた残りの厚さとする。

$$t = 23 - 7 = 16 \text{ cm}$$

設計曲げモーメントは「道示」鋼橋篇表 6・1・

1 により、床版支間中央の橋軸方向曲げモーメント (幅 1 m あたり) について計算する。

$$\begin{aligned} M_{A'} &= (0.10 L + 0.04) P \cdot 0.8 \\ &= (0.10 \times 2.683 + 0.04) \times 9.6 \times 0.8 \\ &= 2.368 \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

この曲げモーメントに対し、図-15 のように D 19 を 15 cm 間隔 ($A_s = 19.10 \text{ cm}^2$) で用いる。

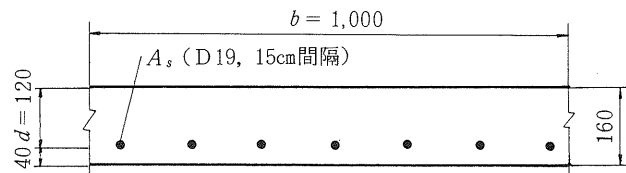


図-15 支間中央断面

4. P C 板のたわみの計算

場所打ちコンクリート打設時における P C 板のたわみの計算を行う。P C 板の材令は 90 日とする。

1) プレストレスによるたわみ

$$\begin{aligned} \delta_{pt} &= \frac{1}{E_{c1} \cdot I_c} \left(\frac{1}{8} M_{pt} l^2 \right) \\ &= \frac{1}{3.25 \times 10^5 \times 2,858} \times \frac{1}{8} \times (-5,250) \times 239^2 \\ &= -0.04 \text{ cm} \end{aligned}$$

2) 荷重によるたわみ

$$\text{P C 板自重 } M_{d0} = \frac{1}{8} \times 0.175 \times 2.390^2 = 0.125 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\delta_{d0} = \frac{5 M_{d0} \ell^2}{48 E_{c1} I_c} = \frac{5 \times 0.125 \times 10^5 \times 239^2}{48 \times 3.25 \times 10^5 \times 2,858} = 0.08 \text{ cm}$$

$$\text{場所打ちコンクリート荷重 } M_{d1} = \frac{1}{8} \times 0.400 \times 2.390^2 = 0.286 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\delta_{d1} = \frac{5 M_{d1} \ell^2}{48 E_c I_c} = \frac{5 \times 0.286 \times 10^5 \times 239^2}{48 \times 4.00 \times 10^5 \times 2,858} = 0.15 \text{ cm}$$

$$\text{作業荷重 } M_f = \frac{1}{8} \times 0.150 \times 2.390^2 = 0.107 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\delta_f = \frac{5 M_f \ell^2}{48 E_c I_c} = \frac{5 \times 0.107 \times 10^5 \times 239^2}{48 \times 4.00 \times 10^5 \times 2,858} = 0.06 \text{ cm}$$

3) クリープによるたわみ

$$\delta_\varphi = (\delta_{pt} + \delta_{d0}) \times \varphi \times \varphi_t$$

$$\varphi = 3.0$$

$$\varphi_t = \text{クリープ進行度} = 0.850$$

(P C 建協, 設計製造便覧参照)

$$\therefore \delta_\varphi = (-0.04 + 0.08) \times 3.0 \times 0.850 = 0.10 \text{ cm}$$

4) たわみの合計

$$\begin{aligned} \delta &= \delta_{pt} + \delta_{d0} + \delta_{d1} + \delta_f + \delta_\varphi \\ &= -0.04 + 0.08 + 0.15 + 0.06 + 0.10 \\ &= 0.35 \text{ cm} \end{aligned}$$

IB. 設計Ⅱの場合

1. P C 板の設計のうち 1) 施工時曲げモーメント 2) 断面の諸定数 3) (a) 施工時荷重による曲げ応力度などは設計Ⅰの場合と全く同様であるので省略する。

3) (b) プレストレスの導入

i. 使用P C 鋼材及びその配置

P C 板は施工時には、板自重、場所打ちコンクリート重量、作業荷重を受けて、ひびわれを発生させないパーシャルプレストレス部材として設計する。

そのため、かぶりやキャンバの点から許される範囲内で、ある程度P C 鋼材位置を偏心させる方が有利である。

ここでは1 m 幅あたり4本の $\phi 9.3$ mm P C 鋼より線を使用し、偏心量を5 mmとする。

ii. プレストレッシング直後の応力度

P C 鋼より線(7本より $\phi 9.3$ mm)の初引張応力度 $\sigma_{pi} = 120 \text{ kg/mm}^2$ ($< \sigma_{pat} = 122.5 \text{ kg/mm}^2$)とする。プレテンション方式による導入直後のプレストレス力(P_t)は、緊張力 P_i からコンクリートの弾性変形とP C 鋼材のレラクセーションによる減少量を差引いた値となる。

コンクリートの弾性変形による減少量

$$\Delta \sigma_{pt} = n \left(\frac{P_i}{A} + \frac{P_i \cdot e_p}{W_g} \right)$$

ここに

$$n = \frac{E_p}{E_{c1}} = \frac{20 \times 10^5}{3.25 \times 10^5} = 6.15$$

$$P_i = N \cdot A_p \cdot \sigma_{pi} = 4 \times 51.61 \times 120 = 24,773$$

$$W_g = \frac{I}{ep} = \frac{2,852}{0.50} = 5,716 \text{ cm}^3$$

$$\Delta \sigma_{pt} = 6.15 \times \left(\frac{24,733}{700} + \frac{24,733 \times 0.50}{5,716} \right) = 231 \text{ kg/cm}^2 = 2.3 \text{ kg/mm}^2$$

P C鋼材のレラクセーションによる減少量

$$\Delta \sigma_{pr1} = 0.06 \times \sigma_{pi} = 0.06 \times 120.0 = 7.2 \text{ kg/mm}^2$$

したがってP C鋼材の導入直後の引張応力度は

$$\begin{aligned} \sigma_{pt} &= \sigma_{pi} - \sigma_{pt} - \Delta \sigma_{pr1} \\ &= 120.0 - 2.3 - 7.2 = 110.5 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_{pta} = 132.5 \text{ kg/mm}^2 \end{aligned}$$

導入直後のプレストレスは

$$P_t = N \cdot A_p \cdot \sigma_{pt} = 4 \times 51.61 \times 110.5 = 22,811 \text{ kg}$$

$$M_{pt} = P_t \cdot ep = 22,811 \times 0.5 = 11,406 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\text{上縁 } \sigma_{ct}' = \frac{P_t}{A_c} - \frac{M_{pt}}{W'} = \frac{22,811}{700} - \frac{11,406}{817} = 18.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁 } \sigma_{ct} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{M_{pt}}{W} = \frac{22,811}{700} + \frac{11,406}{817} = 46.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{P C鋼材} \\ \text{図心位置} \end{array} \right\} \sigma_{cpt} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{M_{pt}}{W_g} = \frac{22,811}{700} + \frac{11,406}{5,716} = 34.6 \text{ kg/cm}^2$$

iii. 有効プレストレス

コンクリートに与えられたプレストレスは、コンクリートのクリープ、乾燥収縮、およびP C鋼材のレラクセーションによってしだいに減少する。

コンクリートのクリープ、乾燥収縮による減少量 ($\Delta \sigma_{p\varphi}$) は

$$\Delta \sigma_{p\varphi} = \frac{n\varphi\sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_s}{1 + n \frac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\varphi}{2}\right)}$$

ここに

$$n = \frac{E_p}{E_c} = \frac{20 \times 10^5}{4.0 \times 10^5} = 5.0$$

$$\varphi = 3.0$$

$$\varepsilon_s = 20 \times 10^{-5}$$

σ_{cp} : P C鋼材図心位置における持続荷重によるコンクリートの曲げ応力度 $\sigma_{dog} \div 0$ であるので $\sigma_{cp} = \sigma_{cpt}$ となる

$$\therefore \Delta \sigma_{p\varphi} = \frac{5.0 \times 3.0 \times 34.6 + 20 \times 10^5 \times 20 \times 10^{-5}}{1 + 5.0 \times \frac{34.6}{11,050} \times \left(1 + \frac{3.0}{2}\right)} = 8.8 \text{ kg/mm}^2$$

P C鋼材のレラクセーションによる減少量は

$$\Delta \sigma_{pr2} = 0.02 \times \sigma_{pt} = 0.02 \times 120.4 = 2.4 \text{ kg/mm}^2$$

したがってP C鋼材の有効引張応力度は

$$\begin{aligned} \sigma_{pe} &= \sigma_{pt} - \sigma_{p\varphi} - \sigma_{pr2} \\ &= 110.5 - 8.8 - 2.2 = 99.5 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_{pa} = 105.0 \text{ kg/mm}^2 \end{aligned}$$

有効係数は

$$\eta = \frac{\sigma_{pe}}{\sigma_{pt}} = \frac{99.5}{110.5} = 0.90$$

有効プレストレスは

$$\text{上縁 } \sigma'_{ce} = \eta \sigma'_{ct} = 0.90 \times 18.6 = 16.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁 } \sigma_{ce} = \eta \sigma_{ct} = 0.90 \times 46.5 = 41.9 \text{ kg/cm}^2$$

iv 施工時曲げ応力度

$$\text{上縁 } \sigma'_c = \sigma'_{ce} + \sigma_{(d+f)}$$

$$= 16.7 + 63.4 = 80.1 \text{ kg/cm}^2 < 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁 } \sigma_c = \sigma_{ce} + \sigma_{(d+f)}$$

$$= 41.9 - 63.4 = -21.5 \text{ kg/cm}^2 > -30 \text{ kg/cm}^2$$

以上の結果、場所打ち床版コンクリート打設時においていずれも許容値を満足しているので安全である。

2. 橋軸直角方向の床版の設計

床版の形状、寸法を図-11に示す。

断面力の算定にあたっては、等方性版として「道示」に準拠して設計を行う。

1) 設計曲げモーメント

車両進行方向に直角な支間に対する幅 1 m あたりの設計曲げモーメントは、「道示」鋼橋篇 6・1・4 による。

死荷重

$$\text{床版自重} \quad W_{d0} + W_{d1} = 0.575 \text{ t/m}^2$$

$$\text{アスファルト舗装} \quad W_2 = 0.075 \times 2.3 = 0.173 \text{ t/m}^2$$

活荷重

$$\text{後輪荷重} \quad P = 8.0 \times 1.2 = 9.6 \text{ t}$$

(a) 支間中央断面 (A-A断面)

死荷重による曲げモーメントは、

$$\begin{aligned} M_{d01} &= \frac{1}{8} \times (W_{d0} + W_{d1}) \times \ell^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 0.575 \times 2.39^2 = 0.411 \text{ t} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{d2} &= \frac{1}{10} \times W_{d2} \times L^2 \\ &= \frac{1}{10} \times 0.173 \times 2.683^2 = 0.125 \text{ t} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$M_d = M_{d01} + M_{d2} = 0.411 + 0.125 = 0.536 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

活荷重による曲げモーメントは、

$$M\ell = (0.12 \cdot L + 0.07) P \cdot 0.8 = (0.12 \times 2.683 + 0.07) \times 9.6 \times 0.8 = 3.010 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

合計したモーメントは

$$\therefore M_A = M_d + M\ell = 0.536 + 3.010 = 3.546 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

(b) 支点断面 (B-B断面)

死荷重による曲げモーメントは、

$$\begin{aligned} M_d &= -\frac{1}{10} \cdot W_d \cdot L^2 \\ &= -\frac{1}{10} \times 0.173 \times 2.683^2 = -0.125 \text{ t} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

活荷重による曲げモーメントは、

$$\begin{aligned} M\ell &= -(0.12 \cdot L + 0.07) P \cdot 0.8 \\ &= -(0.12 \times 2.683 + 0.07) \times 9.6 \times 0.8 = -3.010 \text{ t} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

合計したモーメントは、

$$\therefore M_B = -0.125 - 3.010 = -3.135 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

2) 曲げ応力度の照査

(a) 支間中央断面 (A-A断面)

支間中央断面を図-16に示す。

支間中央部では、P C板中のP C鋼材によりプレストレスが導入されているため、P C合成床版においても偏心圧縮力として作用しており、外力によるモーメントに抵抗する。いわゆるⅢ種P C部材としての働きをする。ここでは有効プレストレスを軸力とした一体のⅢ種P C部材として曲げ応力度の照査を行う。

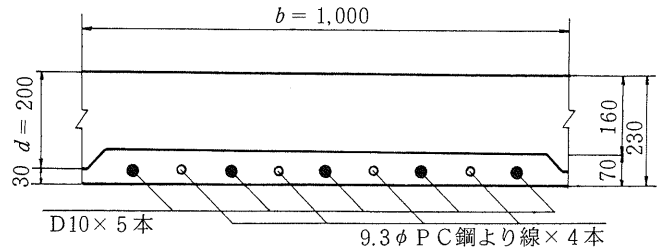


図-16 支間中央断面

ひずみの適合条件式・軸力のつり合い条件式・緊張材図心軸に関するモーメントのつり合い条件式より次式が求まる。

(土木学会 コンクリートライブラリー44号・P82)

$$\frac{M}{P_0} = \frac{I_{c,x} + n I_{s+p,x}}{Q_{c,x} - n Q_{s+p,x}} + (dp - x) \dots \dots \dots (1)$$

ここに

M : 外力によるモーメント ($M = 3,546 \text{ tm}$)

P_0 : P C鋼材位置のコンクリート応力度がゼロになる時の軸力 ($P_0 \rightleftharpoons P_t \cdot \eta = 20,530 \text{ kg}$)

$I_{c,x}$: 中立軸に関する圧縮側コンクリートの断面二次モーメント

$$\left(I_{c,x} = \frac{b \cdot x^3}{3} \right)$$

$I_{s+p,x}$: 中立軸に関する引張鋼材の断面二次モーメント [$I_{s+p,x} = (A_p + A_s)(dp - x)^2$]

$Q_{c,x}$: 中立軸に関する圧縮側コンクリートの断面一次モーメント

$$\left(Q_{c,x} = \frac{b \cdot x^2}{2} \right)$$

$Q_{s+p,x}$: 中立軸に関する引張側コンクリートの断面一次モーメント [$Q_{s+p,x} = (A_p + A_s)(dp - x)$]

dp : 版の有効高さ ($dp = 20.0 \text{ cm}$)

x : コンクリートの圧縮域深さ

n : 鋼材とコンクリートの弾性係数比 ($n = 15$ とする)

A_p : P C鋼材断面積 $= 0.5161 \times 4 = 2.064 \text{ cm}^2$

A_s : 引張鉄筋の断面積 $= 0.7133 \times 5 = 3.566 \text{ cm}^2$

b : 圧縮部コンクリートの幅 $= 100 \text{ cm}$

(1)式に諸数値を代入し $x = 12.45 \text{ cm}$ を得る。

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{P_0 \cdot x}{Q_{c,x} - n Q_{s+p,x}} \\ &= \frac{20,530 \times 12.45}{\frac{100 \times 12.45^2}{2} - 15 \times (2.064 + 3.566) \times (20 - 12.45)} = 35.93 \text{ kg/cm}^2 < 90 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_p &= n \times \sigma_c \times \frac{dp - x}{x} \\ &= 15 \times 35.93 \times \frac{20 - 12.45}{12.45} \\ &= 327 \text{ kg/cm}^2 < 1,000 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

(b) 支点断面 (B-B断面)

支点断面を図-17に示す。

異形鉄筋D16を25cm間隔、D19を25cm間隔で交互

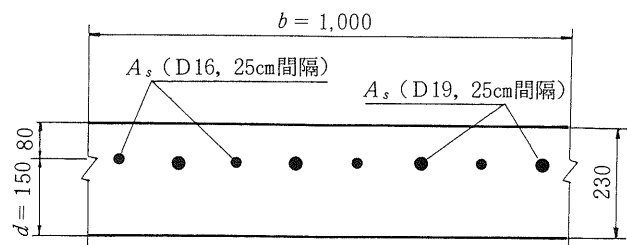


図-17 支点断面

に配置する。

場所打ち部の配筋は一層とするため、かぶりが大きくなり有効高は $d = 23 - 8 = 15 \text{ cm}$ となる。

曲げ応力度

曲げ応力度の計算は次式によって計算する。

$$\sigma_c = \frac{1}{L_c} \cdot \frac{M}{bd^2}, \quad \sigma_s = \frac{1}{L_s} \cdot \frac{M}{bd^2}$$

計算結果を表-9に示す。

3) 曲げ破壊の安全度の照査

終局荷重作用時の曲げモーメントは「道示」コン橋篇 $2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (2) \cdot 2) \cdot a) \cdot c)$ より表-10のようになる。

部材断面の破壊抵抗曲げモーメントは「道示」コン橋篇 $2 \cdot 4 \cdot 4$ より求め、表-11のようになる。すなわち、

$$\sigma_s = \sigma_{sy} = 3,000 \text{ kg/cm}^2 \text{ として中立軸 } x \text{ は}$$

$$x = \frac{0.93 A_p \cdot \sigma_{pu} + A_s \cdot \sigma_s}{0.85 \times 0.8 \times \sigma_{ck} \times b}$$

$$\text{P C 鋼材・鉄筋のひずみ } \epsilon_s = \frac{(d-x)}{x} \epsilon_{su}$$

鉄筋の降伏ひずみは

$$\epsilon_{sy} = \frac{\sigma_{sy}}{E_s} = \frac{3,000}{2.1 \times 10^6} = 0.00143$$

さて、P C 鋼材の降伏ひずみは 0.015 だから P C 鋼材、鉄筋ともに降伏することになる。

破壊抵抗曲げモーメントは

$$M_u = T (d - 0.4x) = -(0.93 A_p \sigma_{pu} + A_s \sigma_s) (d - 0.4x)$$

表-9 曲げ応力度計算表

	単 位	支 点 (B-B)
M	t m	3.135
b	cm	100
d	cm	15.0
A_s	cm ²	19.40 (D19×4本 + D16×4本)
p		0.0129
$1/L_c$		5.16
$1/L_s$		92
M/bd^2	kg/cm ²	13.93
σ_c	kg/cm ²	71.9
σ_s	kg/cm ²	1,282
σ_{ca}	kg/cm ²	90
σ_{sa}	kg/cm ²	1,400

表-10 終局荷重作用時の曲げモーメント (t・m)

	支間中央 (A-A)	支 点 (B-B)
M_d	0.536	- 0.125
M_l	3.010	- 3.010
$1.3 M_d + 2.5 M_l$	8.221	- 7.688
$1.7 (M_d + M_l)$	6.028	- 5.330

表-11 破壊抵抗モーメントの計算表

	単 位	支間中央 (A-A)	支 点 (B-B)
A_p, A_s	cm ²	2.06, 3.57	19.40
σ_{pu}, σ_s	kg/cm ²	17,500, 3,000	3,000
σ_{ck}	kg/cm ²	270	270
b	cm	100	100
x	cm	2.41	3.17
d	cm	20.00	15.00
ϵ_{cu}		0.0035	0.0035
ϵ_s		0.0256	0.0131
T	kg	44,236	58,200
$(d - 0.4x)$	cm	19.04	13.73
M_u	t・m	8.42	7.99
M_{ud}	t・m	8.22	7.68
$k = M_u/M_{ud}$		1.02	1.04

4) 各施工段階における曲げ応力度の推移

PC板製作時から、場所打ちコンクリート打設を経て、合成床版として荷重を受けるに至るまでの各段階におけるコンクリートの曲げ応力度（合成床版の場合は鋼材増加応力度も含む）を図-18に示す。

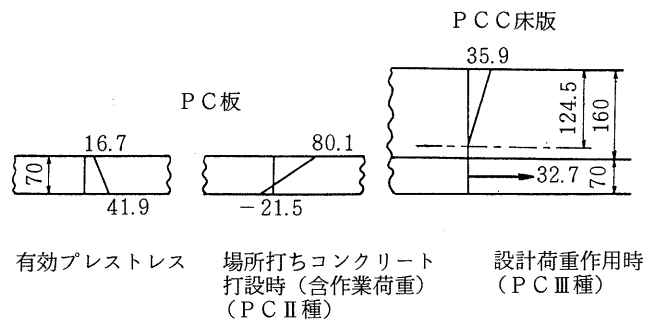


図-18 各施工段階における曲げ応力度 (kg/cm²)

3. 橋軸方向の床版の設計

実験の結果から判断すると、AASHTOの規定に示されているように、橋軸方向には耐せん断鉄筋を配置すれば十分な耐力を示すことがわっている。

従って、本PCC床版では場所打ち厚の中段に一層のみの配筋し、その鉄筋量はD16を25 cm 間隔とする。

$$1.986 \times 4 = 7.94 \text{ cm}^2$$

AASHTOの規定による最小鉄筋量は5.3 cm²であり、その値を越えており充分と考えられる。

4. PC板のたわみの計算

場所打ちコンクリート打設時におけるPC板のたわみの計算を行う。なおPC板の材令は90日とする。

(1) プレストレスによるたわみ

$$\begin{aligned} \delta_{pt} &= \frac{1}{E_{c1} \cdot I_c} \left(\frac{1}{8} M_{pt} \ell^2 \right) \\ &= \frac{1}{3.25 \times 10^5 \times 2,858} \times \frac{1}{8} \times (-11,406) \times 239^2 = -0.098 \text{ cm} \end{aligned}$$

(2) 荷重によるたわみ

(IA-4-2)に同じであるので計算を省略する。

(3) クリープによるたわみ

$$\delta_{\varphi} = (\delta_{pt} + \delta_{d0}) \times \varphi \times \varphi_t$$

$$\varphi = \text{クリープ係数} = 3.0$$

$$\varphi_t = \text{クリープ進行度} = 0.850$$

(PCC建協・設計製造便覧参照)

$$\therefore \delta_{\varphi} = (-0.10 + 0.08) \times 3.0 \times 0.850 = -0.051 \text{ cm}$$

(4) たわみの合計

$$\begin{aligned} \delta &= \delta_{pt} + \delta_{d0} + \delta_{d1} + \delta_f + \delta_{\varphi} \\ &= -0.10 + 0.08 + 0.15 + 0.06 - 0.05 \\ &= 0.14 \text{ cm} \end{aligned}$$

Ⅲ. PC埋設型枠合成床版設計施工上の問題点と適用の実例

内外の実験結果・実施例（参考文献参照）などを通して、PCC床版を用いればびびわれ、たわみにおける著しい改善と合理的で迅速な施工が実現することが明らかになったが、同時に新しい問題も派生することは言うまでもない。

そこで解決済、未解決を問わず、それらをまず列記し、次いで実施例を土木・建築分野別に示す。(講演に際しスライド上映)

1. P C C床版設計施工上の問題点と対応

1) P C板関係

- (a) 自重, 場所打ち床版コンクリート荷重, 作業荷重などに対し十分な耐荷性能をもたせる必要がある。
- (b) 板厚は, その耐荷性能の他主鋼材のかぶり確保, 剛性確保, 板製作上の見地からも検討しなければならない。
- (c) 板幅は運搬・敷設時の取扱いの便や, 支点の不陸による横曲げ防止などの見地から決定される。
- (d) 使用目的に応じた更に新しい断面の開発が必要である。(平型板, リブ付き平型板そしてチャンネル型板などの他に, ホロー型板, スパン方向変断面型のもの, その他の利用も図るべきではないか)
- (e) かかり長さは板端の破壊耐力(せん断耐力)で決定されるが, 主桁の施工誤差やP C板の製作誤差などにも影響されるのでそれらも考慮し適切に定める必要がある。(実験の結果では, 一般に25mm程度あれば安全)
- (f) P C板の上面仕上げ状態は場所打ちコンクリートとの付着耐力で決定される。(疲労試験の結果, 深さ3~5mm, 間隔50mm程度に溝を刻んだ粗面仕上げで十分であることが実証された。AASHTOでも同様の結論)

2) P C板取付け関係

桁(はり), 壁等への取付け部の工夫を, それらがP C・R C・鋼構造のいずれであるかを問わず図る必要がある。(いま例えば鋼桁上に施工する場合, その上フランジの板厚変化や連結部の高力ボルト接合がP C板の現場敷設に当たり障害となるが, 上フランジ幅を統一し板厚をウェブ側に変化させる方法や, または上フランジ幅, 板厚などは統一し材質を変化させる方法等で対処し, 上フランジの連結部は現場溶接を実施すればよい)

3) P C C床版関係

- (a) 設計法の確定を急がねばならない。(場所打ちコンクリート打設時, 設計荷重時に対しそれぞれP C・Ⅱ種, Ⅲ種で設計する<設計Ⅱの場合>が, P CⅠ種, R Cで設計する<設計Ⅰの場合>より格段に優れていることは表-12より明白である。なお, 同表には参考までにたわみの比較も示した)
- (b) R C床版のようにハンチを設けることができないため, 横断勾配の変化に対応することが困難で, また支点上の負モーメントに対し有効高さの不足が懸念される。(鋼桁フランジ部に取付け金具を設ける方法がないわけではないが, 不経済で非実用的と思われる。P C C床版の優れた耐荷性能で対処した方がよりよいのではないか)
- (c) P C C床版の底部にP C板間の Butt-joint が残されることの悪影響がありはしないか。(実験の結果, 等方性版

表-12 設計Ⅰと設計Ⅱの比較

		設 計 Ⅰ			設 計 Ⅱ		
		橋 直 M		橋 M	橋 直 M		橋 M
		中 央	支 点	全	中 央	支 点	全
鋼材量 (cm ³)	P C 鋼 材	3.96			2.06		
	鉄 筋	14.86	19.10	19.10	3.57	19.40	7.97
たわみ (cm)	プ レ ス ト レ ス	-0.04			-0.10		
	P C 板 自 重	0.08			0.08		
	場所打ちコンクリート荷重	0.15			0.15		
	作 業 荷 重	0.06			0.06		
	ク リ ー プ	0.10			-0.05		
	合 計	0.35			0.14		

としての挙動を確認。AASHTOでは場所打ちコンクリート中に橋軸方向に配すべき鉄筋量を耐せん断筋として床版 1 m 当たり 5.3 cm²と規定している)

(d) 連続床版の場合、P C 板のクリープにより 2 次応力が発生することになるが問題ないか。(P C 板を敷設するときの材令を延ばすことにより、設計では無視可能とすることができる)

(e) 連続桁に適用の場合、中間支点付近の橋軸方向モーメントが P C 板に引張応力を与え、それが P C 鋼材の定着部に元来存在する局部応力と複合して、ひびわれを誘発したり、P C 鋼材の定着力を弱めるのではないか。(定着端に平均値で 10～40 kg/cm² 程度の引張応力度が発生する計算になるので、このような箇所にはなるべく小径の P C 鋼材を用いるように配慮する必要があるかもしれない) しかし、実際上は主桁フランジと負鉄筋に拘束されるのでそのような事態にはならないのではないか。小径の P C 鋼材を多数配置することは、その緊張作業やコンクリート打設作業などに、より手間がかかることは必至で、したがって必要以上に鋼線の径を小さくすることは避けねばならない。今後慎重に検討されるべき課題である。

4) その他

(a) 土木・建築学会等における合理的で実地的な設計施工規準の早期制定、使用マニュアルの整備が望まれる。(土木学会では＜P C 合成床版工法に関する研究小委員会＞を昭和 59 年 4 月発足させた)

(b) 需要の拡大・量産化を図り、生産、運搬、敷設過程の合理化によりコストダウンを図るべきである。

(c) 現場製作の P C・R C 桁(はり)にも埋設型枠の利用を図るべきではないか。(ひびわれ改善、施工の合理化が期待される)

2. P C C 床版適用の実例

土木関係を表-13 に、建築関係を表-14 に示す。

表-13 P C C 床版施工実績(土木関係)

工 事 名	発 注 先	橋 種
京 葉 道 路 鬼 高 架 道 橋	日 本 道 路 公 団	鋼 合 成 桁 (4 主 桁)
中 央 自 動 車 道 明 智 高 架 橋	日 本 道 路 公 団	鋼 合 成 桁 (4 主 桁)
東 関 東 自 動 車 道 小 中 台 高 架 橋	日 本 道 路 公 団	P C 合 成 桁 (6 主 桁)
尾 道 ～ 今 治 ル ー ト 第 二 江 ノ 奥 高 架 橋	本 四 公 団	P C 合 成 桁 (6 主 桁)
大 阪 府 道 高 速 大 阪 西 宮 線 海 老 江 出 入 路	阪 神 高 速 道 路 公 団	鋼 合 成 桁 (3 主 桁)
九 州 自 動 車 道 小 倉 池 橋	日 本 道 路 公 団	P C 合 成 桁 (4 主 桁)
大 阪 府 道 高 速 大 阪 東 大 阪 線 荒 本 第 3 工 区	阪 神 高 速 道 路 公 団	鋼 非 合 成 桁 (7 主 桁)
山 口 県 美 祢 市 床 版 橋	美 祢 市	P C 合 成 床 版 橋
北 九 州 市 バ ス 待 合 所 ス ラ ブ	北 九 州 土 木 事 務 所	P C 合 成 床 版 橋
北 九 州 市 駐 車 場 進 入 路 橋	ス ー パ ー ニ チ イ	ブ レ ー ト ガ ー ダ ー 橋
熊 本 県 矢 部 郡 森 崎 橋 歩 道 橋	矢 部 土 木 事 務 所	ブ レ ー ト ガ ー ダ ー 橋
広 島 県 三 原 市 宮 沖 水 路 覆 装	三 原 市 役 所	場 所 打 ち カ ル バ ー ト

表-14 PCC床版施工実績（建築関係）

工 事 名	発 注 先	構 造
厚 木 ス カ イ ハ イ ツ	㈱ 長谷川工務店	HPC一般階
椿 峰 ニ ュ ー タ ウ ン I 期	鹿 島 建 設 ㈱	RC壁式
す み れ 平 ス カ イ ハ イ ツ	㈱ 長谷川工務店	SRC一部HPC一般階
B M L 川 越 研 究 所	㈱ 竹中工務店	RC置スラブ
向 上 学 園 高 校 体 育 館	フジタ工業 ㈱	置スラブ
講 談 社 流 通 セ ン タ ー	鹿 島 建 設 ㈱	RC置スラブ
長野日本無線 ㈱ 110号棟組立配線工場	大 成 建 設 ㈱	RC, ポステンPC梁ラーメン
Canon 第一精機工業 ㈱ 茨城自動倉庫	㈱ 巴組 鐵 工 所	S一般階
東京佐川急便 ㈱ 白岡配送センター	東 海 興 業 ㈱	RC置スラブ
茅ヶ崎 駅ビル地下駐車場	西 松 建 設 ㈱	置スラブ
稲 毛 人 工 地 盤	鹿 島 建 設 ㈱	RC
新都市ビルセンター重倉庫	鹿 島 建 設 ㈱	RC, 重荷重スラブ

参 考 文 献

- 1) 八幡製鉄㈱ピー・エス・コンクリート㈱, 九州鋼弦コンクリート㈱: PC埋設型枠を用いた合成床版（静的試験）
報告書昭和44年8月
- 2) 合成型枠研究会: PC埋設型枠を用いた合成床版設計施工要領(案)昭和45年1月
- 3) Report No.1-Study of in service Bridges Constructed With Prestressed Panel Slab Decks
Report No.2-Development length of Strands in Prestressed Panel Subdecks
Report No.3-Evaluation of a Prestressed Panel, Cast-in-place Concrete Bridge
Report No.4-Cyclic Load Test of Composite Prestressed Reinforced Concrete Panels
Texas Transportation Institute Texas Highway Department, 1970
- 4) 日本道路公団東京支社: 鬼高架橋道橋PC合成床版載荷試験報告書, 昭和46年5月
- 5) 神田創造: プレキャストPC板を用いた橋梁床版, プレストレストコンクリート Vol. 15, No. 6, 昭和48年
- 6) An Experimental Prestressed Concrete Bridge
Report No.1-Construction and Testing of an Experimental Prestressed Concrete Bridge
Report No.2-Laboratory Test of Prestressed Concrete Deck Planks and Deck Plank Assemblies
Report No.3-Lateral Distribution of Wheel Loads in a Prestressed Concrete I-Beam Bridge
Report No.4-Overload Testing of an Experimental Prestressed Concrete Bridge
Final Report-Implementation Statement
Commonwealth of Pennsylvania Department of Transportation, 1974
- 7) Interacting Pretensioned Concrete Form Panels for Bridge Decks
by Ralph W.Kluge, PCI Journal, 1975年5月・6月
- 8) Research, Application, and Experience With Precast Prestressed Bridge Deck Panels
by James M.Barker PCI Journal, Vol. 20・No. 6, 1975年11月・12月
- 9) 松本 進: プレキャストPC素材で補強したコンクリート合成構造の力学的特性に関する基礎研究, 土木学会論文報告集, 第246号, 1976. 2

- 10) Full Scale Test of a Prestressed Bridge With Precast Deck Planks
by Robere M. Barnoff, PCI Journal, 1977 年
- 11) 渡辺 明, 出光 隆, 他: P C 板埋設型枠の道路橋床版への利用に関する基礎的研究, 第33回セメント技術年報 (昭和54年)
- 12) 出光 隆, 原田哲夫, 他: 繰返し荷重を受ける P C 板埋設型枠を用いた合成版の挙動, 第34回土木学会年次講演会概要集, 第V部門, 昭和54年10月
- 13) Applications of Stay in Place Prestressed Bridge Deck Panels
by John B. Kelly, PCI Journal Vol. 20, No. 6, 1979 年11月・12月
- 14) 渡辺 明, ミョーキン, 他: プレキャスト P C 板の付着長に関する実験的研究, 土木学会西部支部年次講演会概要集, 昭和55年2月
- 15) 出光 隆, 原田哲夫, 他: P C 板埋設型枠を用いた合成桁の疲労, 土木学会西部支部年次講演会概要集, 昭和55年2月
- 16) 出光 隆, 原田哲夫, 他: プレキャスト P C 板を用いた合成桁の疲労に関する実験的研究, 第34回セメント技術年報 (昭和55年)
- 17) 出光 隆, 原田哲夫, 他: P C 板埋設型枠を用いた合成桁に関する実験的研究, 第35回土木学会年次講演会概要集, 第V部門, 昭和55年9月
- 18) 道路公団, 東京第一建設局, 市川工事事務所, 東関東自動車道, 小中台高架橋 (P C 上部工) 工事報告書 (P C 合成床版), 昭和55年2月
- 19) R C 床版の初期欠陥とその改善策に関する調査研究報告書, 阪神高速道路公団, 日本材料学会, 昭和54年度・昭和55年度
- 20) 佐々木武彦, 氏家俊和, 他: 東関東自動車道, 小中台高架橋における P C 合成床版の設計・施工, 雑誌橋梁, 1980 年5月
- 21) 出光 隆, 江本幸雄, 他: A STUDY ON FATIGUE OF COMPOSITE PRESTRESSED REINFORCED CONCRETE SLABS, 九州工業大学学内研究論文集 (英文), 1981 年3月
- 22) 出光 隆, 江本幸雄, 他: P C 板埋設型枠を用いた合成床版の力学的特性, 土木学会西部支部年次講演会概要集, 昭和56年2月
- 23) 渡辺 明, 出光 隆, 他: 繰返し荷重を受ける P C 板埋設型枠を用いた合成床版の挙動に関する研究, 第3回コンクリート工学年次講演会講演論文集, 1981
- 24) 小森清司, 原田哲夫, 本橋英世, 菅野昇孝: P C 板を埋設型枠とした合成床スラブの鉄筋コンクリート建築物への利用について, 第3回コンクリート工学年次講演会講演論文集, 1981
- 25) 小森清司, 原田哲夫, 永藤政敏, 村上義彦: P C 板埋設型枠を用いた合成床スラブの長期載荷実験, 第3回コンクリート工学年次講演会講演論文集, 1981
- 26) 佐々木武彦, 氏家俊和, 鈴木哲夫, 菅野昇孝, 上田 哲: 小中台高架橋における P C 板合成床版の施工報告, 第14回日本道路会議論文集, 昭和56年
- 27) 横原房之助, 有馬 勇, 河野文将: P C 橋床版施工に於けるプレキャスト板の使用について, 第14回日本道路会議論文集, 昭和56年
- 28) 江本幸雄, 出光 隆, 他: P C 板埋設型枠を用いた合成床版の疲労に関する研究, 第36回土木学会年次講演会概要集, 第V部門, 昭和56年10月
- 29) 出光 隆, 江本幸雄, 他: III 種 P C として設計した P C 埋設型枠合成はりの力学的特性, 土木学会西部支部年次講演会概要集, 昭和57年2月
- 30) 江本幸雄, 出光 隆, 他: III 種 P C として設計した P C 埋設型枠合成床版の力学的特性, 第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集, 1982

- 31) 渡辺 明, 江本幸雄, 村上義彦: Application of Stagingless Live Form Method to Bridge and Architectural Construction, プレストレストコンクリート第9回, FIP大会特集増刊号(英文), 昭和57年
- 32) 阪神高速道路公団, 日本材料学会: P C埋設型枠床版の耐荷性状に関する調査研究報告書, 昭和57年3月
- 33) 小森清司, 原田哲夫, 永藤政敏: P C板埋設型枠を用いた鉄筋コンクリート床スラブの載荷実験(その3 長期載荷実験の中間報告), 日本建築学会九州支部研究報告, 第26号, 昭和57年3月
- 34) 江本幸雄, 出光 隆, 松田 浩: Ⅲ種P Cとして設計した合成床版の疲労に関する研究, 土木学会第37回年次学術講演会講演概要集, 第5部, 昭和57年10月
- 35) 渡辺 明(研究代表者): P C板埋設型枠の利用による新省力・迅速施工法に関する研究, 昭和56・57年文部省科学研究費一般研究(B)研究成果報告書, 昭和58年3月
- 36) 阪神高速道路公団, 日本材料学会: コンクリート基礎性状に関する調査研究(その2), 昭和58年3月
- 37) 出光 隆, 江本幸雄: P C板埋設型枠を用いた合成床版のⅢ種P C部材としての設計法に関する検討, 第38回土木学会年次講演会概要集, 第V部門, 昭和58年10月
- 38) 水元義久, 中島裕之, 正田正一: P C C床版の適用性に関する実験的研究, 技報第3号, 1983
- 39) 小森清司, 岸川匡秀: 板部にP C板埋設型枠をもつ合成T形梁の曲げ破壊実験, 日本建築学会中国・九州支部研究報告, 第6号, 昭和59年3月
- 40) 小森清司, 岸川匡秀: 合成床スラブ打継面の付着せん断耐力に関する実験的研究, 日本建築学会中国・九州支部研究報告, 第6号, 昭和59年3月
- 41) 児島孝之, 中島裕之, 濱田 譲, 鈴川研二: P C埋設型枠を用いたコンクリートはりの疲労性状に関する研究, 土木学会関西支部年次学術講演会概要集, 昭和59年5月
- 42) 牧 豊: P C埋設型枠補強床版, 土木学会関西支部年次学術講演会概要集, 昭和59年5月

海洋基礎構造物へのP Cの応用

はじめに

海洋は、地球表面の75%を占める広大なスペースを持ち、交通運輸、あるいは水産漁業の場としての利用だけではなく、石油、天然ガスをはじめとするエネルギー資源開発の場、さらには不足する陸上用地の代替地としての空間利用の場として非常に重要な位置を占めつつある。

コンクリート製の海洋構造物は、ヨーロッパ、アメリカにおいて石油開発用コンクリートプラットフォーム、コンクリートバージを中心として実用化が進んできたが、現在では、様々な分野の海洋開発への適用が図られている。コンクリートは腐食、疲労に対して優れた特性を有しており、さらにコンクリートの最大の欠点とされている引張強度の低さに起因するひびわれについても、プレストレスト導入技術の発達に伴って欠点の解決が図られている。さらに、比強度の低さ、品質のばらつきについても、高強度（軽量）コンクリートの開発やプレキャスト工法の発達とともに改善の努力が払われている。

本書は、プレストレストコンクリートの海洋構造物への適用について、実際の構造物を例にとり設計、施工の両面より紹介、解説を行なったものである。以下第1章では、現在世界で使われているプレストレストコンクリート製の海洋構造物についてその構造概要を述べるとともに、この種の構造物の設計、施工について概説を行なった。第2章、第3章では、1982年に完成した本州四国連絡橋工事前P Cバージおよび横浜港横断橋のP Cバージについて、その設計、施工の概要を述べた。

第1章 海洋プレストレストコンクリート構造物の現状

1.1 既存の海洋プレストレストコンクリート構造物

1) 分 類

一口に海洋構造物といっても、その利用目的は多岐に亘り石油、天然ガス等の海洋資源開発を目的としたもの、波浪、温度差発電等の海洋エネルギー開発を目的としたもの、洋上プラント、人工島等の海洋空間の開発を目的としたもの等が挙げられる。

海洋プレストレストコンクリート構造物はこの内、海洋資源開発を中心として使われているが、現在、世界中で供用あるいは、建造中のものを分類列举すると次の通りである。

a) 海洋石油、天然ガス開発用コンクリート構造物

北海のプラットフォーム

ブラジル沖のプラットフォーム

メキシコ湾のプラットフォーム

アラスカの石油採掘用プラットフォーム

b) 輸送、貯蔵用コンクリート構造物

コンクリート船

L P G貯蔵バージ

リン鉱石処理プラントバージ
 油輸送用（2,000トン）バージ
 本州四国連絡橋工事用 P Cバージ

c) その他のコンクリート構造物

フローティングドック
 フローティングブリッジ
 アラスカの石油採掘用人工島

2) 各構造物の概要

既存の海洋プレストレストコンクリート構造物の内、その主なものについて構造の概要を以下に紹介する。

a) 海洋石油、天然ガス開発用コンクリート構造物

この種のプレストレストコンクリート構造物で最も有名なものは、北海のプラットフォームである。北海では、1973年にエコフィスク油田に最初のコンクリートプラットフォームが設置されて以来、計15基のプラットフォームが建造されている。これらのプラットフォームはいずれも重力式で最大波高30mの波浪に耐えるように設計されている。油の貯蔵容量は1基当り60万～170万バレル（10万～28万kl）である。ブラジル沖では、計3基のプラットフォームが設置されている。水深は、比較的浅く15m程度である。構造はケーソン型で、掘削、生産、貯蔵の機能を有している。メキシコ湾では、スチールジャケット型のプラットフォームが主流を占めているが、コンクリートプラットフォームも浅海域や湿地帯に多数設置されている。水深は、深い所でも10m未満であり、構造サイズも北海、ブラジル沖のプラットフォームに比べるとかなり小さいのが特徴である。

表－1.1 海洋石油、天然ガス開発用コンクリート構造物

名 称	事業計画主体	用 途	完成年度	場 所	水 深 (m)	コンクリート (m ³)	主 要 寸 法(m)
Ekofisk	Phillips/C. G. Dorris	石油ガス生産貯蔵	1973	北 海	70	83,000	φ92m×82m
Brent B	Shell, Esso/Norwegian Cont.	"	1975	"	140	65,000	100m×90m×160m
Frigg CDP-1	Elf, Total/Haward Dorris	ガ ス 生 産	1975	"	96	56,000	φ101m×127m
Beryl A	Mobil/Norwegian Cont.	石油ガス生産貯蔵	1976	"	120	50,000	100m×90m×145m
Brent D	Shell, Esso/Norwegian Cont.	"	1976	"	140	65,000	100m×90m×160m
Frigg MCP-1	Elf, Total/C. G. Dorris	ガ ス 生 産	1976	"	94	57,000	φ101m×123m
Frigg TP-1	Elf, Total etc/Sea Tank	"	1976	"	113	84,000	72m×72m×125m
Frigg TCP-2	Elf, Total etc/Norwegian Cont.	"	1976	"	104	62,000	100m×89m×128m
Statfjord A	Mobil/Norwegian Cont.	石油ガス生産貯蔵	1977	"	145	87,000	100m×89m×176m
Ninian 1	Chevron/Haward Dovns	"	1977	"	136	138,000	φ140m×155m
Dunlin A	Shell, Esso/Andoc	"	1977	"	151	100,000	100m×100m×180m
Brent C	Shell/Sea Tank	"	1978	"	141	107,000	91m×91m×165m
Cormsrant A	Shell, Esso/Sea Tank	"	1978	"	150	130,000	100m×100m×172m
Statfjord B	Mobil/Norwegian Cont.	"	1981	"	145	140,000	138m×102m×175m
Statfjord C	Statoil, Mobil/Norwegian Cont.	"	1984	"	145	135,000	138m×102m×175m
Breton Sound Block 21	Kerr McGee/MCS	石 油 生 産 貯 蔵	1979	アメリカ, メキシコ湾	5.6	2,500	53.1m×23.5m×22.2m
Breton Sound Block 53	Arco/MCS	石油ガス生産貯蔵	1978	"	3.7	1,300	34.2m×23.5m×17.3m
Urabara, PUB2	Petrobras/Cameron Bernard	"	1978	ブラジル沖	13～15	11,500	52.4m×45.4m×25.7m
Urabara, PUB3	"	"	1978	"	"	"	"
Urabara, PUB4	"	"	1978	"	"	"	"
Super CIDS	Global Marine/NKK	石 油 掘 削	1984	アラスカ ビューフォート海	12～30	14,500	コンクリートケーソン部 71.3m×71.3m×13.4m

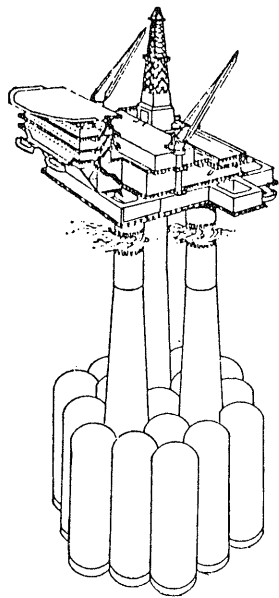


図-1.1 Brent B

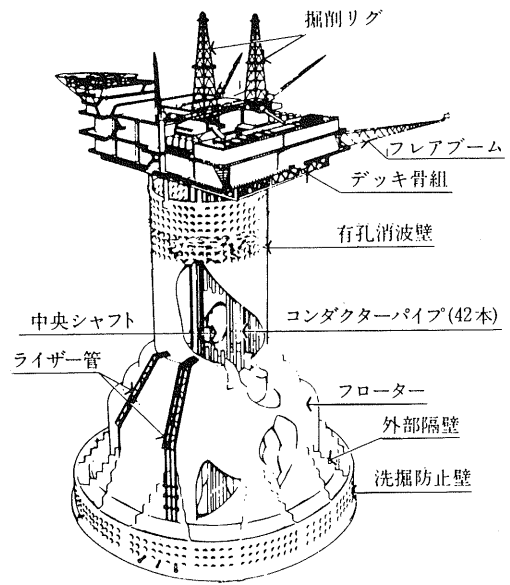


図-1.2 Ninian Central

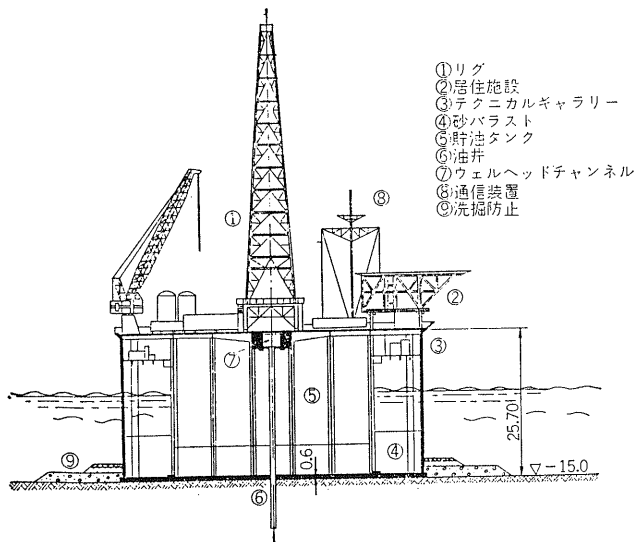


図-1.3 PUB

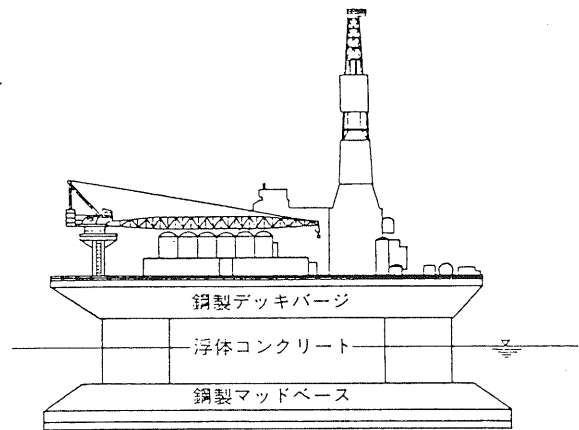


図-1.4 Super CIDS

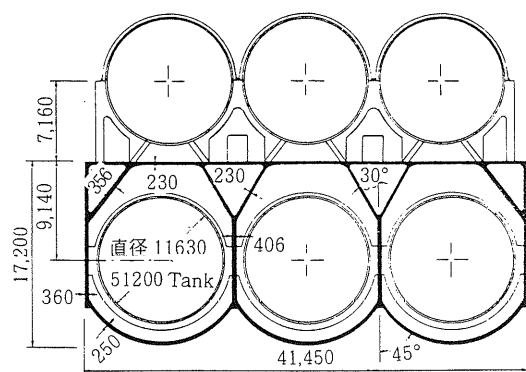
b) 輸送、貯蔵用コンクリート構造物

浮体としての海洋構造物にコンクリートを利用した歴史は古く、19世紀中頃に J. L. Lambot によってフェロセメントを使った手漕ぎボートが造られたことに始まる。その後第1次、第2次世界大戦下では、鋼材不足を補うために各国で数多くの鉄筋コンクリート船が建造された。また、1943年には、ドイツにおいて世界で初めての 500 DW T級のプレストレストコンクリートバージが出現している。わが国でも1930年には、コンクリート製の浮さん橋が建造され、第2次世界大戦中は、貨物船「武智丸」、半潜水式タンカーバージ等の建造記録がある。1945年以後

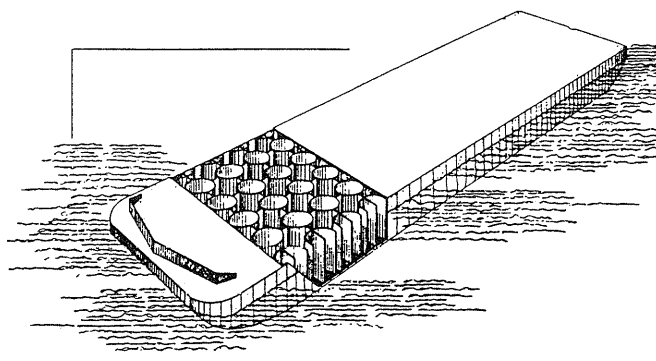
は、小型船はフェロセメント、大型船はプレストレストコンクリートを使って建造され、材料の持つ特性が十分に活用されている。

表－1.2 輸送、貯蔵用コンクリート構造物

名 称	オ ー ナ ー	設 計 者	完成年度	場 所	排水量	主 要 寸 法
C－B O A T 500	大 成 建 設	同 左	1978	瀬 戸 内 海	500ton	37m×9m×3.1m
L P G 貯 蔵 バ ー ジ	A R C O	A. R. Arderson	1975	インドネシア ジャワ沖	65,000ton	140m×41.5m×17m
リン鉱石プラントバージ	Roca Fostoria Mexicana	Alfred A. Yee	1981	メ キ シ コ 湾		78m×33m×7.2m
油輸送用 2,000 ton バージ	Luzon Stevedoring Corp.	Alfred A. Yee	1964	フィリピン	2,000ton	60m×17m×3.8m
本四連絡橋工事用バージ	本四連絡橋公団	大 成 建 設	1983	本四連絡橋工事	曳航時 7,770ton	62m×23m×10m



図－1.5 L P G 貯蔵バージ



図－1.6 リン鉱石プラントバージ

c) その他のコンクリート構造物

コンクリート構造物は、海洋の様々な分野に使われてきており、この傾向は将来さらに顕著となると思われる。アメリカ、ワシントン州シアトルでは1940年以来三つのフローティングブリッジが架設された。これらは、長さ100 m程度のプレストレストコンクリートポンツーンをケーブルでアンカーし、連続的に敷き並べたものである。イタリアのジェノバ港には、10万トン船舶用のフローティングドックが建造されている。このフローティングドックは全長350 mで、8つのエレメントで分割施工され、洋上で結合して一体化を行なった。アラスカのタルスートでは、石油採掘用の人工島が建設された。この人工島は周辺を4つのプレストレストコンクリートケーソンで囲み、中を土砂で埋め立てたものである。このケーソンは、北極海での大きな氷圧力に耐えられるよう設計されている。

表－1.3 その他のコンクリート構造物

名 称	オ ー ナ ー / 設 計 者	完成年度	場 所	主 要 寸 法	備 考
ジェノバフローティングドック	Consorzio Autonomo del porto di Genoa / Sogere	1979	イタリア ジェノバ	350m×79m×24m	最大対象船舶 350,000 ton
第1ワシントン湖浮橋	—	1940	アメリカ、ワシントン州 シアトル	118m×18m×4.5m 25基	
第2ワシントン湖浮橋	—	1963	アメリカ、ワシントン州 シアトル	110m×18m×4.5m 33基	
フードチャネル浮橋	—	1961	アメリカ、ワシントン州 シアトル	110m×9m×1.5m 23基	
タルスート人工島	Gulf Canada Resources / Swan Wooster Eng.	1981	アラスカ ビューフォート海	ケーソン4基 69m×15m×11.5m (1基)	水深 -22m

表一 1.4 コンクリート製海洋構造物に対する設計規準

ルール	D n V	D n V	D n V	F I P	A C I	A B S	土 木 学 会																																						
作成・制定	Det Norske Veritas	Det Norske Veritas	Det Norske Veritas	Federation Internationale De La Precontrainte	American Corcrete Institute	American Bureau of Shipping	日本土木学会																																						
規 準 名	Rules for the Design, Construction and Inspection of Offshore Structures, 1977	Guidelines for the Design, Construction and Classification of Floating Concrete Structure, 1978	Guidelines for the Design, Construction and Classification of Floating Concrete Structure, 1978	Recommendation for Design and Construction of Concrete Sea Structures, 1974	Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structure, 1978	Proposed Method of Andlysis of Prestressed Concrete Vessels, 1975	海洋コンクリート構造物設計施工指針(案)																																						
対象構造物	鋼製及びコンクリート製海洋構造物	移動可能なコンクリート製海洋構造物	移動可能なコンクリート製海洋構造物	R C, P C 製海洋構造物 (港湾構造物及び船舶を除く。)	R C, P C 製, 固定式海洋構造物 (港湾構造物及び船舶を除く。)	プレストレストコンクリート船	浮上式, 接地式, 埋設式海洋構造物																																						
設 計 法	限界状態設計法 ・終局限界状態 (U.L.S.) ・進行性破壊限界状態 (P.L.S.) ・使用限界状態 (S.L.S.) ・疲労限界状態 (F.L.S.)	限界状態設計法 ・終局限界状態 (U.L.S.) ・進行性破壊限界状態 (P.L.S.) ・使用限界状態 (S.L.S.) ・疲労限界状態 (F.L.S.)	限界状態設計法 ・終局限界状態 (U.L.S.) ・進行性破壊限界状態 (P.L.S.) ・使用限界状態 (S.L.S.) ・疲労限界状態 (F.L.S.)	限界状態設計法 ・終局限界状態 (U.L.S.) ・使用限界状態 (S.L.S.)	終局強度設計法 ・終局強度の検討 ・使用性の検討	許容応力度法	許容応力度法																																						
材 料 係 数	<table><tr><th></th><th>ULS</th><th>FLS</th><th>PLS</th><th>SLS</th></tr><tr><td>コンクリート</td><td>1.5</td><td>※</td><td>1.1</td><td>—</td></tr><tr><td>鉄 筋</td><td>1.15</td><td>※</td><td>1.0</td><td>—</td></tr></table> ※ DnV と協議して決定		ULS	FLS	PLS	SLS	コンクリート	1.5	※	1.1	—	鉄 筋	1.15	※	1.0	—	<table><tr><th></th><th>ULS</th><th>FLS</th><th>PLS</th><th>SLS</th></tr><tr><td>コンクリート</td><td>1.5</td><td>※</td><td>1.1</td><td>1.0</td></tr><tr><td>鉄 筋</td><td>1.15</td><td>※</td><td>1.0</td><td>1.0</td></tr></table> ※ DnV と協議して決定		ULS	FLS	PLS	SLS	コンクリート	1.5	※	1.1	1.0	鉄 筋	1.15	※	1.0	1.0	<table><tr><th></th><th>ULS</th><th>SLS</th></tr><tr><td>コンクリート</td><td>1.5</td><td>1.0</td></tr><tr><td>鋼</td><td>1.15</td><td>1.0</td></tr></table>		ULS	SLS	コンクリート	1.5	1.0	鋼	1.15	1.0	算定断面耐力に低減係数φに乘じるものとする。一般に, 軸引張及び軸引張力と曲げをうける部材 0.90 軸圧縮及び軸圧縮力と曲げをうける部材 0.70	規定なし (許容応力度により定まる。)	規定なし (許容応力度により定まる。)
	ULS	FLS	PLS	SLS																																									
コンクリート	1.5	※	1.1	—																																									
鉄 筋	1.15	※	1.0	—																																									
	ULS	FLS	PLS	SLS																																									
コンクリート	1.5	※	1.1	1.0																																									
鉄 筋	1.15	※	1.0	1.0																																									
	ULS	SLS																																											
コンクリート	1.5	1.0																																											
鋼	1.15	1.0																																											
	荷重の種類 永久荷重 (P) 活荷重 (L) 変形荷重 (D) 環境荷重 (E) 事故荷重 (A)	荷重の種類 永久荷重 (P) 活荷重 (L) 変形荷重 (D) 環境荷重 (E) 事故荷重 (A)	荷重の種類 死荷重 (G) 活荷重 (Q) 変形荷重 (V) 環境荷重 (V)	荷重の種類 死荷重 (D) 活荷重 (L) 変形荷重 (T) 環境荷重 (E) しばしば配るもの (E _q) 非常に大きいもの (E _{max})																																									

1.3 海洋プレストレストコンクリート構造物の施工

1) コンクリート材料

海洋構造物に使用されるコンクリートは、過酷な海洋環境に適合するよう強度、水密性、耐久性及びワーカビリティに優れたものでなければならない。そのために、材料の選択、配合などに十分な検討が必要である。

一般に、海洋コンクリート構造物に使用されるコンクリートの強度は、円柱供試体強度で 400 kg/cm^2 以上と通常のコンクリート構造物に比してかなり高強度である。このような高強度を得るためには、 $400 \sim 500 \text{ kg/m}^3$ のセメント量が必要であり、また、水セメント比は、水密性を増すためにも40%以下に抑えられている。

セメントとしては、普通、早強、および耐硫酸塩セメント等が使われるが、耐久性を増すために、アルミン酸三石灰 (C_3A) の含有量を低く抑えるよう留意する必要がある。また、高強度、密実でしかもワーカビリティの優れたコンクリートを得ることを目的として、フライアッシュ、マイクロシリカヒュームなどのボゾランの添加も通常よく行われている。

混和剤としては、AE剤の他、高性能減水剤やポンプ打設に対するワーカビリティ向上のために流動化剤が使用される例が多いが、カルシウムイオンを含むものの使用には注意する必要がある。

2) 施工場所

構造物の施工場所の選択、決定は、設計を左右する重要な一因となっている。特に大型構造物においては、施工場所の諸条件によって、その設計が決定されているといっても過言ではない。例えば、北海のコンクリートプラットフォームの場合には、海岸線近くに、フィヨルドという水深が大きく、かつ非常に静穏な海域に恵まれていたからこそ、あのような形状の設計が可能であったのであり、非常に限られた場所においてのみ成立する構造物と言えよう。

一般に、海洋コンクリート構造物の施工は、ドライドックで行われる。ドライドック内での施工は、通常の陸上構造物と同じように行うことが出来るため、施工の速さ、品質管理、コストの面で非常に有利となる。ドライドックとしては、造船用ドライドックの使用または仮設用ドライドックが考えられるが、大型の造船用ドライドックが数多くあるわが国では、この有効利用が必要と思われる。わが国以外では、仮設用ドライドックを建造することが多い。

洋上施工も高さの高い海洋コンクリート構造物を施工する場合、不可欠な施工法である。ドライドック内で全てを施工する場合には、かなり深いドライドックが必要であり、コスト的にかなり不利となる場合が多い。北海のコンクリートプラットフォームの場合には、タンクの基礎部のみをドライドック内で建造し、残りのタンク部及びタワー部は、前述のフィヨルドを利用して、洋上でスライディングフォームを使って施工された。

今後は、さらに大型の海洋コンクリート構造物の需要が予想され、構造物をドライドック内で分割施工し、洋上でそれらを結合一体化するといういわゆる“洋上結合”についてさらに研究を進める必要がある。

3) プレストレス工

プレストレストの導入は、単に部材の耐力を増加させるだけではなく、ひびわれを防止し、水密性、疲労強度を増すなど海洋コンクリート構造物に不可欠である。

海洋コンクリート構造物では、プレテンション方式で製作したプレキャスト部材を用いることも多いが、通常は、ポストテンション方式がよく使われている。特に、高い水密性を要求される海洋コンクリート構造物にとって、コンクリート打設後の乾燥収縮によるクラックの防止は、非常に重要であり、このため、養生方法に留意するとともにプレストレストの導入を強度の発現に合わせて数段階にわけて実施し、乾燥収縮によるクラックを最小化する努力が払われることも多い。

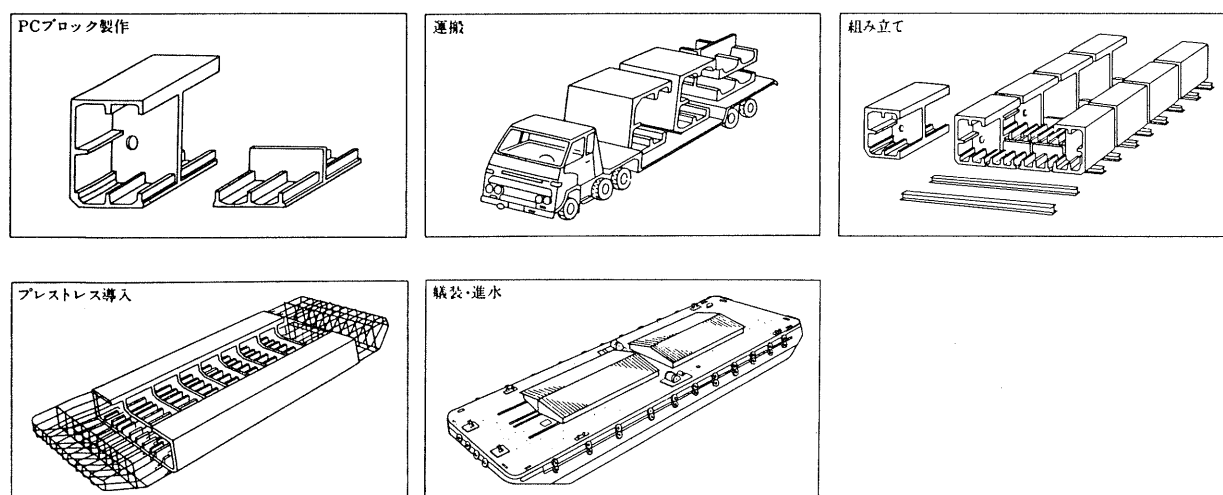
下表に、北海の代表的なコンクリートプラットフォームにおけるプレストレス鋼材と鉄筋の量を示す。

表－1.5 代表的コンクリートプラットフォームにおけるP C鋼材および鉄筋

	Ekofisk storage tank	Frigg CDP-1	Frigg MP-2	Mobil beryl A	Shell Brent B	Condec TCP-2	Andoc Dunlin A	Ninian	Petrobras
コンクリート量(㎡)	90,000	60,000	60,000	55,000	65,000	50,000	90,000	145,000	9,500
P C 鋼 材(t)	3,300	2,600	2,600	820	1,270	600	2,200	4,000	270
鉄 筋(t)	9,000	8,000	8,000	8,000	9,800	14,000	9,000	19,000	—
テンドンの型式	12 T 13 24 T 13	12 T 15 —	12 T 15 24 T 15	12 T 13 —	12 T 13 —	12 T 15 —	12 T 13 —	12 T 15 —	12 T 13 —
貯 油 量(㎡)	160,000	—	—	149,000	160,000	160,000	220,000	—	19,500
水 深(m)	70	96	94	120	142	104	152	139	15
基礎の直径(m)	92	98	98	100	100	100	104	140	52

4) プレキャスト施工

鋼構造物との比較という観点から言えば、コンクリート構造物の欠点として、施工期間が長いこと及び品質のバラツキが大きいことが挙げられる。これらを解決する方法として、プレキャスト施工がある。プレキャスト施工では、部材を予め分割して施工し、それらを後で組み立てるため急速施工が可能であり、しかも品質管理も十分に行えるため、構造物の高品質化が可能である。しかしながら、各ユニット間のジョイント工は、場合によっては施工に非常に手間がかかるため、設計段階で十分な留意が必要と考えられる。下図に、コンクリートボート（C-BOAT）プレキャスト施工の例を示した。



図－1.9 C-Boat 500 の施工手順

5) 曳航、沈設

海洋コンクリート構造物は、船などの輸送を目的としたものを除いて、通常、使用地点まで曳航していく必要がある。曳航に対しては、適正な曳航時波浪条件を設定するとともに、波浪曲げ等の曳航時応力を設計段階で検討しておく必要がある。

通常、海洋コンクリート構造物を曳航する場合には、船級協会（Lloyd, ABS, DnV, NK等）の承認を受ける必要がある。

着底式構造物の場合には、現地での沈設作業を伴うが、沈設に際しては、沈設時期、沈設に要する時間を考慮して沈設時波浪条件を設定するとともに、要求される沈設精度を加味して適正な沈設施工計画を立てる必要がある。また、沈設時においては、構造物の平面位置、傾き、吃水、バラスト水の量、ワイヤー張力、部材応力等をモニターし、そ

の結果をマイクロコンピュータにより一括制御し安全かつ正確な制御を行う必要がある。

1.4 海洋プレストレストコンクリート構造物の将来

コンクリート製海洋構造物は、コンクリートの利点を生かして実績も増えてきており、今後、海洋開発の様々な分野に使われると考えられる。特に、新しい分野として、大水深及び水海域の石油開発用プラットフォーム、浮体式プラットフォーム、LNG、LPG用バージ、種々の人工島へのプレストレストコンクリートの適用が期待される。しかしながら技術的に克服すべき課題もまだまだ多く、今後コンクリート界をあげての技術開発、技術革新の努力が必要である。

第2章 本四連絡橋工事用PCバージ

2.1 概要

昭和53年に工事を開始した本州四国連絡橋児島～坂出ルートの南北備讃瀬戸大橋下部工建設工事は、予定どおり昭和63年度の開通に向けて工事は進められている。ここに紹介するPCバージは、南備讃瀬戸大橋と北備讃瀬戸大橋の両吊橋の主アンカーケーブルを定着する4Aアンカレッジの気中コンクリート（約25万㎡）を海上打設するために建造されたものである。

このPCバージは、コンクリート材料としての骨材および練り混ぜ水（清水）の貯蔵の他、ベルトコンベアーその他プラント設備の一部を内蔵するなど函体内部を立体的に使用し、また上甲板上にはバッチャープラント、セメントサイロ、製水プラント、鋼製骨材倉、その他各種のプラント設備を塔載するなど、PCバージ全体が非常に有効利用

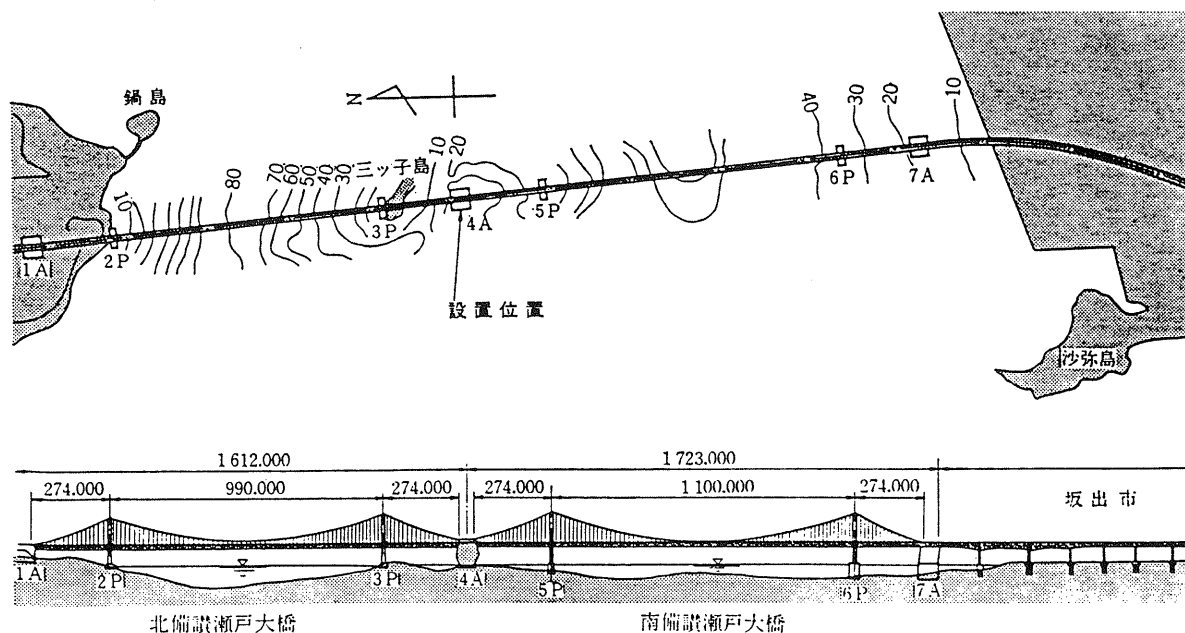


図-2.1 南北備讃瀬戸大橋一般図

されている。現在、このPCバージは、4Aアンカレイジ西側の海底に設けられた捨石マウンド上に沈設、着底し、4A気中コンクリートの打設に使用されている。このような用途としてのコンクリート製海洋プラント設備(着底式)は世界でも初めてであり、今後、このような耐久性、経済性に優れているプレストレストコンクリートを用いた各種海洋コンクリート構造物が、ますます建造されると思われる。以下、本PCバージにおける設計および施工について、その概要を述べる。

2.2 設 計

・主要寸法

全長	: 62.0 m
全幅	: 23.0 m
全高	: 10.0 m
曳航時吃水	: 5.45 m

・主体構造

縦方向PC構造 (VCLケーブル)

横方向PC構造 (VSLケーブル)

鉛直方向PC構造 (アンボンドPC鋼棒)

本PCバージは、建造後、浮上、曳航したのち海底に沈設され、プラント稼動時には着底構造物として使用される。また、工事が終了した後は再び浮上、撤去が可能な構造でなければならない。つまり、プラント稼動時は着底式海洋構造物であり、その他はフローティング式海洋構造物と考えられる。したがって、設計にあたっては、現行の「プレストレストコンクリートバージ規準」(日本海事協会)のほかに、「プレストレストコンクリート標準示方書」(土木学会)「本四連絡橋下部構造設計基準」(本四公団)や諸外国の基準が参考とされた。

この設計にあたって問題となったのは、プラント稼動時における約2万t強の荷重に対して、いかなる着底構造とするか、またPCバージの主体構造形式をどのようにするかということであった。そこで、種々の着底工法や構造形式が検討された結果、着底方式は捨石マウンド方式、主体構造は、壁部材による格子構造が採用された。また、着底後のプラント稼動時の荷重による全体曲げに関しては、縦強度部材および横強度部材ともに引張力を生じない、いわゆるフルプレストレスで設計された。ただし、PCバージと捨石マウンドとの接地パターンによる弾性ばね支承の分布により全体曲げの大きさは左右されるが、捨石マウンドを±10cm程度の精度でならすことを考慮して、その大きさの最大値が予測された。弾性ばねは、骨材倉周基底版下に配置された刃口(高さ40cm、幅60cm)の部分に働き、そのばね定数は、刃口貫入実験から $k = 0.75 \text{ kg/cm}^2$ とし、断面力は格子解析により算定された。また主要局局部材、たとえば舷側版、底版等は、全体曲げによる応力度と局部荷重による応力度を組合わせたうえで、約 -19 kg/cm^2 の引張応力度を許すパーシャルプレストレスとしてプレストレスの計画がなされた。なお、甲板等の一部の局局部材はRC構造である。

海洋コンクリート構造物に適用するコンクリートは、強度はもちろんのこと、高い水密性が要求される。さらに設置海域の水深からPCバージの吃水に制限があったので、PCバージ自重の軽量化も大きな要素であった。このため、軽量化には人工軽量骨材(粗骨材のみ)を用い、また高強度および水密性の確保には、水セメント比を極力低減させ、設計基準強度 450 kg/cm^2 、比重1.90を目標とし、なおかつ高強度軽量コンクリートが採用された。

なお、プラント稼動時のPCバージの安定、つまり波浪、潮流、風、地震等による滑動については、観測データから外力を決定し、その安全が確認された。

以上の基本的な考えに沿った本PCバージの設計フローチャートを図-4に示す。

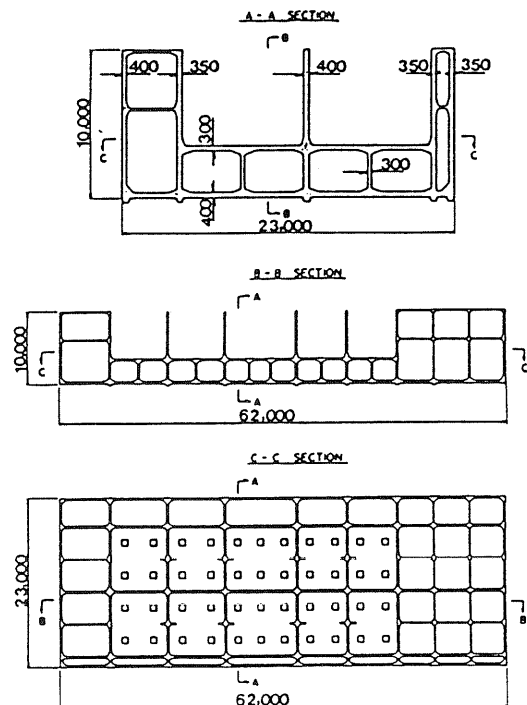


図-2.2 一般構造図

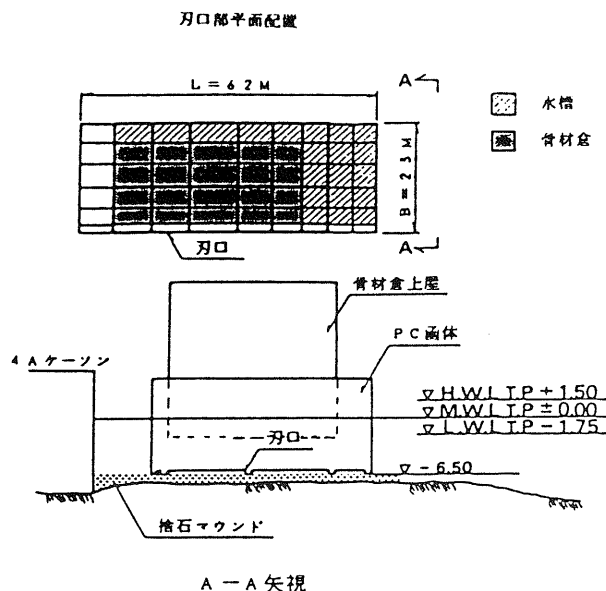


図-2.3 着底構造概略図

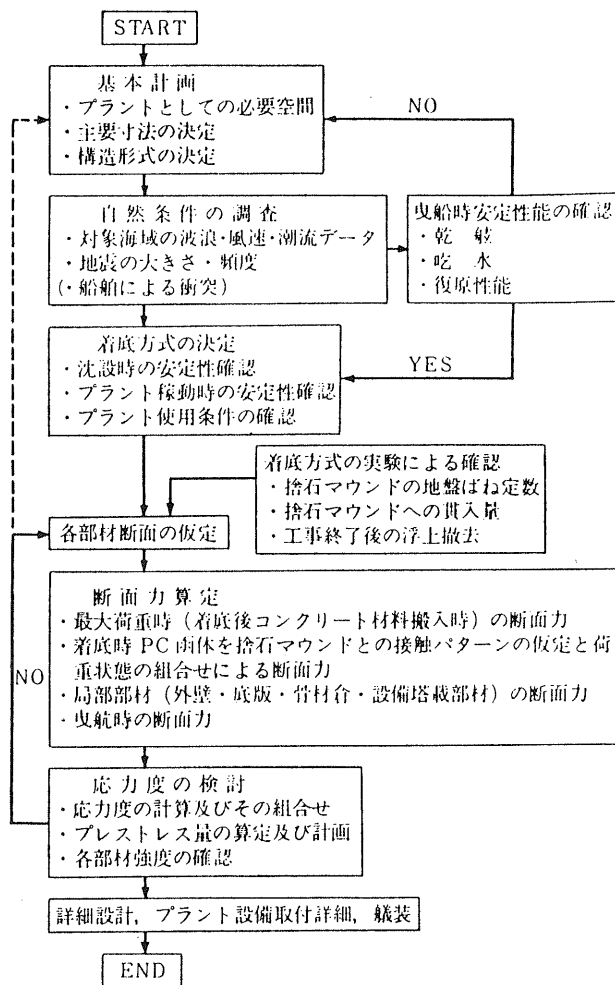


図-2.4 設計のフローチャート

2.3 建 造

(1) コンクリートの品質管理

本コンクリートは、人工軽量骨材を用いた高品質な高強度軽量コンクリートであり、施工実績もきわめて少ない。そのため、施工に際しては検査を重視し、品質管理は従来以上に厳密に行われた。

品質管理試験項目としては、①まば固まらないコンクリートのスランプ、フロー、空気量、単位容積重量および温度、②硬化したコンクリートの圧縮強度、気乾状態における重量変化（比重管理）、③人工軽量骨材の吸水率、等であり、いずれもJISの試験方法に準拠した。上記①、②の試験の測定頻度は、圧縮強度試験を除いて、いずれも25㎡（5台）ごとに行われた。また、測定時期は生コンプラント出荷時、現場到着時および流動化剤添加後の3回とし、コンクリートの品質の時間的変化の把握と、それに伴う流動化仕様の適正化が図られた。

本コンクリートの特徴は、この流動化剤の使用方法にある。それは、出荷時のスランプを18cmにするためにセメント量の2%を高性能減水剤として使用し、さらに、運搬によるロスを補償するために現場で流動化剤として添加する2段階投入である。18cmのスランプ値は、ポンプ圧送性および密に配置された鉄筋やPC鋼材をもつ部

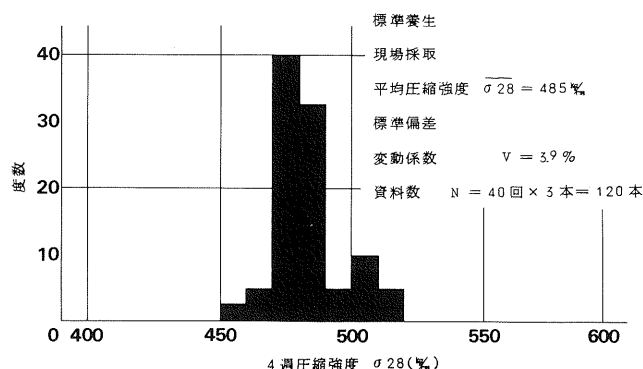


図-2.5 コンクリート圧縮強度の頻度分布

材の施工性を考慮して決定された。ただし、出荷時スランプと流動化剤の総添加量（プラント＋現場）との関係を調べた結果、出荷時のスランプを20cm程度とした場合に流動化剤の使用量をもっとも少なく経済的であるばかりでなく、現場到着時のスランプのばらつきも小さく、高品質なコンクリートが得られることが解った。

(2) 場所打ち工法によるブロック施工

1) コンクリート打設

本コンクリート打設は、縦方向に5ブロック、高さ方向に6リフトに分割して行われた。

打設方法については、流動化されたコンクリートをスクイーズ式ポンプ車2台を用い、ポンプ車のブームを施回しながら行われた。とくに壁部材の打設においては、コールドジョイントを防止するため、打継時間を最大40～50分以内となるよう打設量、打設順序を考慮し、境界面には十分バイブレーターをかけて締め固められた。

養生方法は、コンクリートの温度およびひずみの測定を行いながら決定された。スラブについては、散水養生とマット養生を併用し、壁部材については、コンクリート強度も考慮して、脱型時期を打設後4日目とした。また、最高温度の低減のためにシースを利用したエアクーリングも試験的に行われたが、これも有効な方法であった。今回行ったのは、縦方向にセットされた空シースの片側からコンプレッサーによって空気を送り込む方法が用いられた。また、各ブロックおよびリフト間の打継目は、レイトンスの除去と目荒しを兼ねてチップング、ワイヤブラシなどにより十分処理された。

2) プレストレス（一次緊張）による施工時のひびわれ防止

施工時のひびわれの主な原因として温度応力、乾燥収縮等が考えられるが、このひびわれを防止するためにはプレストレスを導入する方法が一番有効と考えられる。本構造物では、縦方向を5ブロックに分割施工し、そのうち1, 3, 5ブロックを2, 4ブロックのコンクリート打設後2日目に縦方向の一次緊張が行われた。また、横方向については、PC定着端応力とコンクリート強度の関係から、打設後4日目に一次緊張が行われた。両方向の一次緊張力については、コンクリート応力度で10～20kg/cm²に設定された。

3) 最終緊張

最終緊張の緊張順序は、横方向ケーブルについては、各ブロックが最終6リフトまで打ち上がった段階で各各約半分のケーブルの本緊張を、各ブロックおよびブロックジョイント面に有害な応力が生じないように行われ、全ブロック打設終了後に、残りのケーブルのすべてが本緊張された。縦方向ケーブルについては、全ブロック打設終了後、全ケーブルを本緊張した。また舷側版や、水槽周壁のアンボンドPC鋼棒による鉛直締めは、各ブロックが最終6リフトまで打ち上がった段階で、ブロックジョイント面に有害な応力が生じない

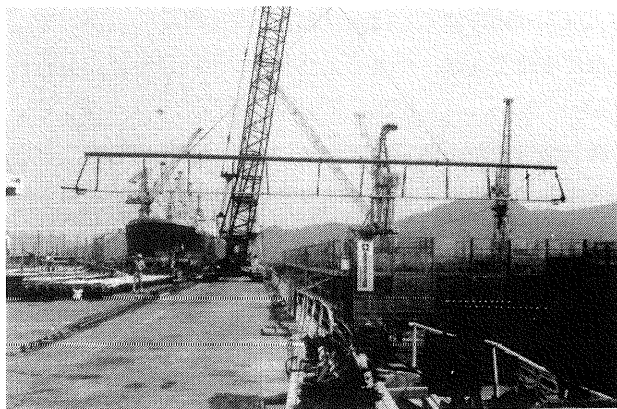


写真-2.1 横締PCケーブルの吊り込み現況

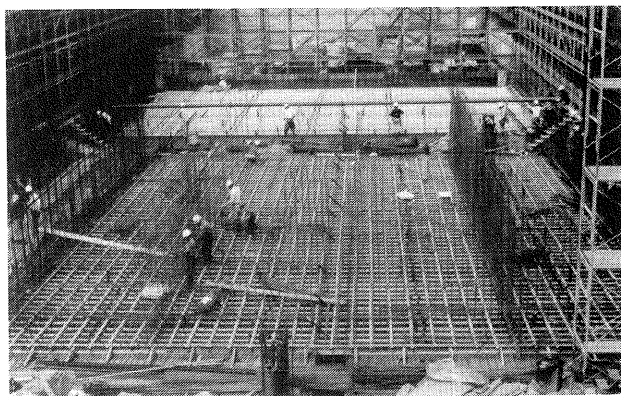


写真-2.2 床版のPCケーブルの布設状況

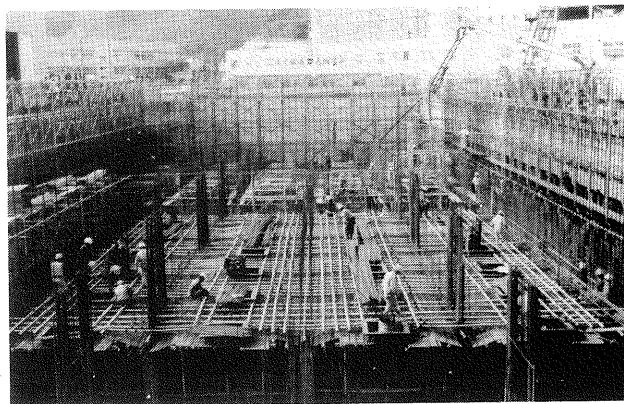
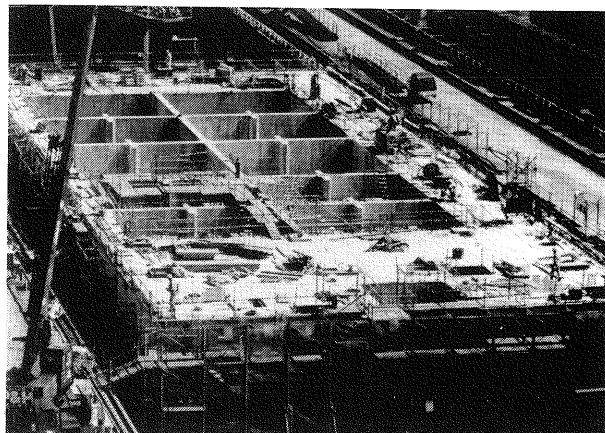


写真-2.3 建造中のPC函体

よう行われた。

プレストレス量は、各部材設計荷重に応じ、PCケーブルにより50～90kg/cm²、またPC鋼棒により20～30kg/cm²に設定された。本PCバージは、プレストレスを多く用いた版構造であるので、これらプレストレスを導入するにあたっては、緊張順序等に細心の注意が払われた。

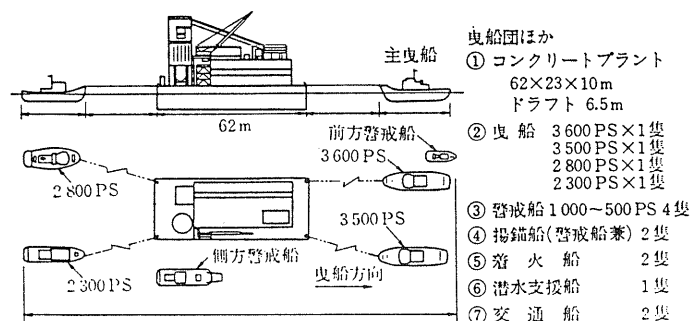


写真－2.4 PC箱体建造完了全体写真

2.4 進水、曳航

本PCバージは、一部のプラント設備を搭載した状態で、ドック内に注水し進水された。

なお本構造物は、自重およびプラント設備重量が偏心しているため、浮上時には、あらかじめ計算したバラスト水（海水）を張り、浮上過程においては、マイクロコンピューターを利用した傾斜管理システムを用いて、バラスト量の微調整を行い、速やかに安全なバランスを取る方法がとられた。そして瀬戸内海の非常に早い潮流（4～5ノット）を考慮して主曳船3隻と補助曳船警戒船等の船団を組み、出渠後直ちに坂出までの約50マイルの距離を曳航した。



図－2.6 曳航状況図



写真－2.5

2.5 沈設および稼働

本PCバージ曳航の後、岸壁にて残りプラント設備が搭載され（一部は着底部に搭載）、4Aアンカレイジ西側の海底に設けられた捨石場所は水深約6.5m、PCバージと捨石マウンドとのクリアランスが平均潮位で40cm程度しか余裕がないので、高潮位時を利用してこの作業がなされた。

バラストスペースとしては、骨材倉、水槽を利用し、プラント稼働時には、水バラストを骨材、混練ぜ水と置き換えることにより安定が確保された。また本PCバージ着底工事のために、沈設時の箱体傾斜、吃水、水バラスト量の管理およびプラント稼働時の大きな荷重に対する主要部材の応力状態を設計値と比較することが瞬時にできる着底管理システムが、各センサーとマイクロコンピューターを組み合わせることで開発された。

2.6 あとがき

本構造物は、本格的なプラント機能を有した大型海洋コンクリート構造物として、我が国では初めてのものである。特に着底式の洋上プラントとしたことで、材料供給船の直接接舷が可能な係留設備も兼ねることができ、また波浪による動揺がないこと等、機能的なメリットも多く、今後の各種海洋コンクリート構造物の応用範囲を大きく広げるものと考えられる。

なお、当バージは、設計、建造中および曳航について、日本海事協会（NK）の検査を受け、船級NS*（Smooth Water Service, P. C. Barge）を付与された。

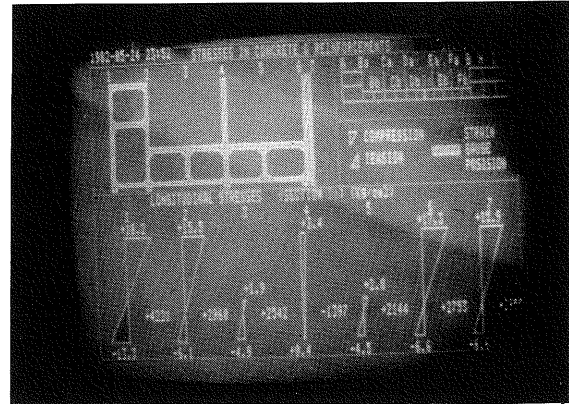


写真-2.6 マイコンシステムによる函体応力表示

第3章 横浜港横断橋のPCバージ

3.1 横浜港横断橋の概要

本橋は、横浜港の湾口部に位置する本牧埠頭と大黒埠頭の間に、国際航路の横浜航路（航路幅400m）を横断する道路橋である。上下2層構造になっており、上層は首都高速道路の横浜高速湾岸線として、また、下層は東京湾岸道路の国道357号線として、横浜周辺の都市高速道路網の重要な部分を担うとともに、東京湾環状道路の一部を形成するものである。

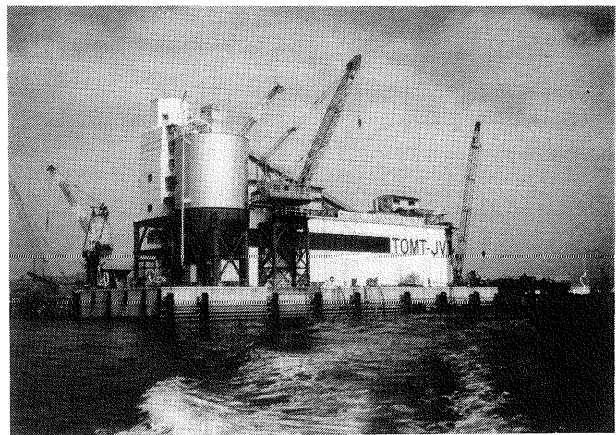


写真-2.7 PCバージの着底状況

中央径間460m、両側の側径間200mからなる、3径間連続トラス斜張橋で、橋長は860mである。（図-3.1）。完

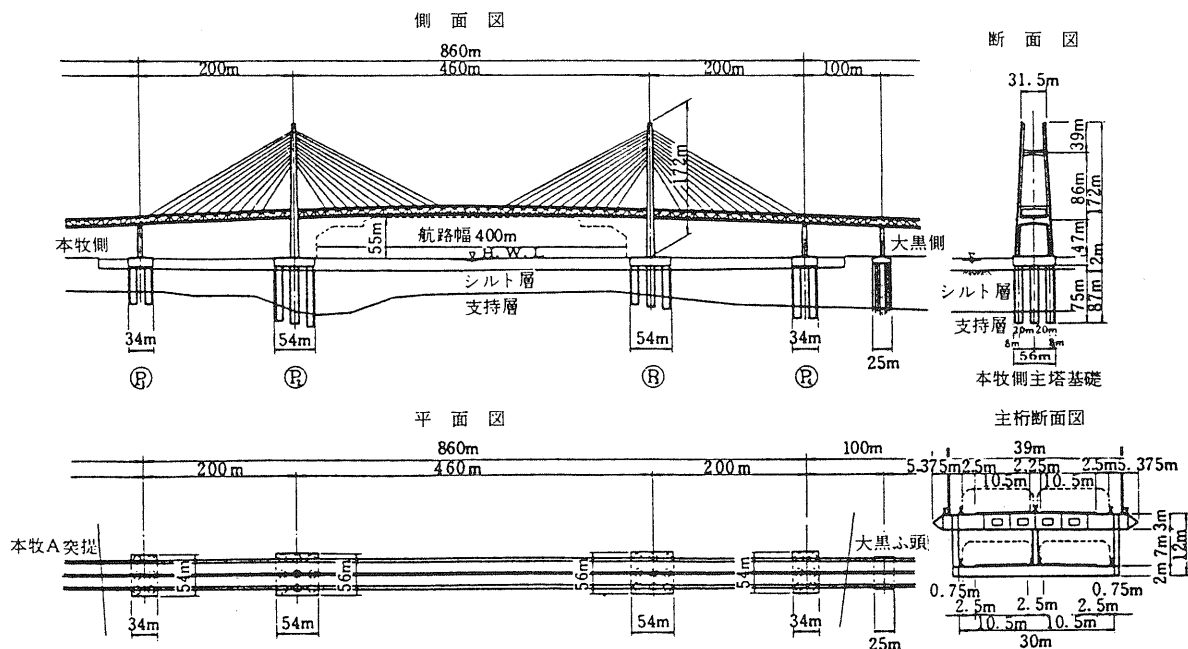


図-3.1 横浜港横断橋一般図

成すれば斜張橋としては世界最長の中央径間になる。

本橋の基礎構造に関して、設計および施工の面から多くの検討を行った結果、多柱基礎が採用された(図-3.2)。この多柱基礎は、フーチングとなる厚さ12mのコンクリート頂版が、基礎杭となる直径10mの杭柱(コンクリート・ケーソン)に支えられた構造となっている。

この基礎の施工にあたっては、フーチングとケーソンの一部にプレハブ化が採り入れられた。

フーチングの外殻用のプレストレスト・コンクリート・バージ(PCバージ)を、仮設ドック内で製作した後、架橋地点まで曳航される。杭柱(コンクリート・ケーソン)の完成後、フーチングコンクリートを打設することでPCバージがフーチング基礎の本体として機能するように設計・施工されてる。

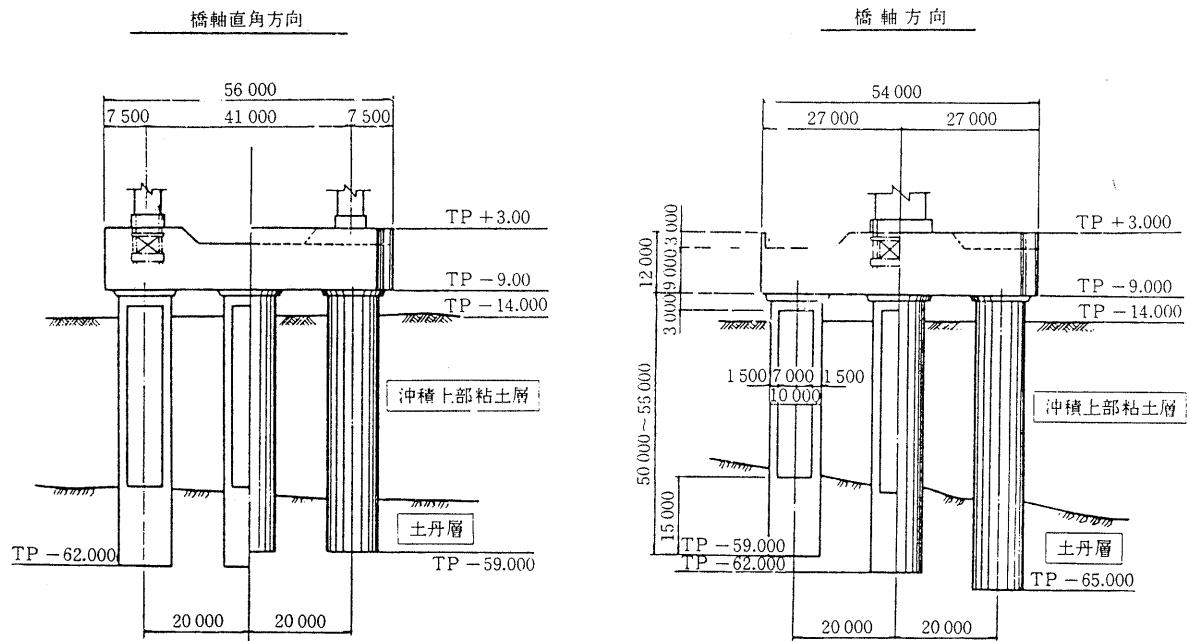


図-3.2 主塔基礎一般図

3.2 PCバージの設計

架橋地点の地質条件や施工条件は非常に厳しいため、多くの制約のなかから多柱基礎という構造形式が選択され、PCバージを用いた設計・施工が採用されるに至った。

まず、地質条件・施工条件は、

- (1) 基礎位置では水深が14mと深い。
- (2) 海底面からの下の沖積土層はN値5以下と軟弱で厚く堆積している。
- (3) 支持地盤の土丹(固結粘土、N値50以上)は、海底面下約60mと深いところにあり、起伏も激しく傾斜角が45度に達するところもある。
- (4) 一日、1,000隻以上の船舶の通る航路に近接して施工するので、航行の確保と安全の面から工事の日時や占有面積が限られる。

これに対し、上記の条件をもとに基礎として選択された多柱基礎には、次のような特色がある。

- (i) 基礎の外殻をPCバージとしてつくり、作業台として使用する。

プレハブ化された吊込みケーソン($\ell=27\text{m}$, 3,000t)は、PCバージ上において、支持地盤に到達するまで1リフト5m毎に場所打ちコンクリートの打設・養生ならびにケーソンの圧入作業が行われ、このPCバージは、圧入作業の際の、圧入反力のカウンターウェイトとなる。

また、PCバージには最終的にフーチングコンクリートが打設されるが、その際の止水壁・型枠をも兼ねている。

- (ii) PCバージは最終的にはフーチング基礎の一部となり荷重を分担する。
- (iii) 上部工反力に比べて基礎自重の占める割合が大きい。

しかしながら、施工時にはフーチングを出来る限り軽くする必要がある。フーチングの外殻にPCバージを採用することによって、それを海中に沈めることが可能となり、浮力の利用によって施工時のフーチング自重は大幅に軽減される。

従って、多目的に利用されるPCバージにはいくつかの機能が要求される。

- ① 安全に曳航できる乾舷や強度をもつ構造
- ② 作業台として、資材、重機械類が載せられる構造
- ③ 直径10mの杭柱（プレキャスト・ケーソン）を沈設するための開口部をPCバージの底面にもつ構造
- ④ ケーソン圧入のための圧入反力に抵抗できる剛性と重量とをもつ構造
- ⑤ フーチングコンクリートでPCバージの中を充実させるとき止水壁・型枠になる構造
- ⑥ フーチングを構成する部材として有効に利用できる構造

そこで、このPCバージの設計は次のように行われた。

PCバージを多柱基礎のフーチングとして本体構造の一部としてみると、中詰コンクリートが打設されるまでの間にPCバージ構造が受ける荷重作用は比較的短期間のものとみなせるため、設計上の考え方としては施工時に相当すると考えられる。

よってこのPCバージは、土木学会プレストレストコンクリート標準示方書（昭和53年）のⅢ種として設計された。なお、ひびわれ幅は荷重状態に応じた制限を設けた。

このPCバージの設計条件は、

(1) 気象・海象条件

曳航時

波 高	1.0 m
波 長	バージ長
風 速	10 m/sec
曳航速度	4 ノット
乾 舷	3.0 m以上

海上施工時

常時波高	2.0 m
常時波長	バージ長
暴風時波高	6.0 m
暴風時波長	120 m

(2) 杭柱の沈設時圧入反力

主塔基礎バージ	最大	3,600 ton
端部基礎バージ	最大	2,600 ton

(3) 使用材料強度

コンクリート	$\sigma_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$
鉄 筋	SD 30, SD 35 (D 51)
PC鋼線	SWPR 7B $\phi 15.2$
	$\sigma_{pu} = 190 \text{ kg/mm}^2$
	$\sigma_{py} = 160 \text{ kg/mm}^2$
PC鋼棒	SBPR 80/95 $\phi 32$

$$\sigma_{pu} = 95 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{py} = 80 \text{ kg/mm}^2$$

(4) 許容ひびわれ幅

PCバージに作用する荷重に対しては、許容ひびわれ幅を0.2mmに設定した。ただし、多柱基礎のフーチングとして用いた状態では、海洋コンクリート構造物としての耐久性を配慮し、土木学会コンクリート標準示方書に従い0.15mmを許容値とした。

PCバージの構造は次のようになる（図-3.3）。

(1) 底版

底版は厚さ80cmで、杭柱を沈設するために直径11mの開口部が設けられてる。開口部には鉄筋コンクリート製の底蓋（約120ton）がリング状の鉄製部材で連結されている（図-3.4）。

底版にはPCケーブルも配置されてる。

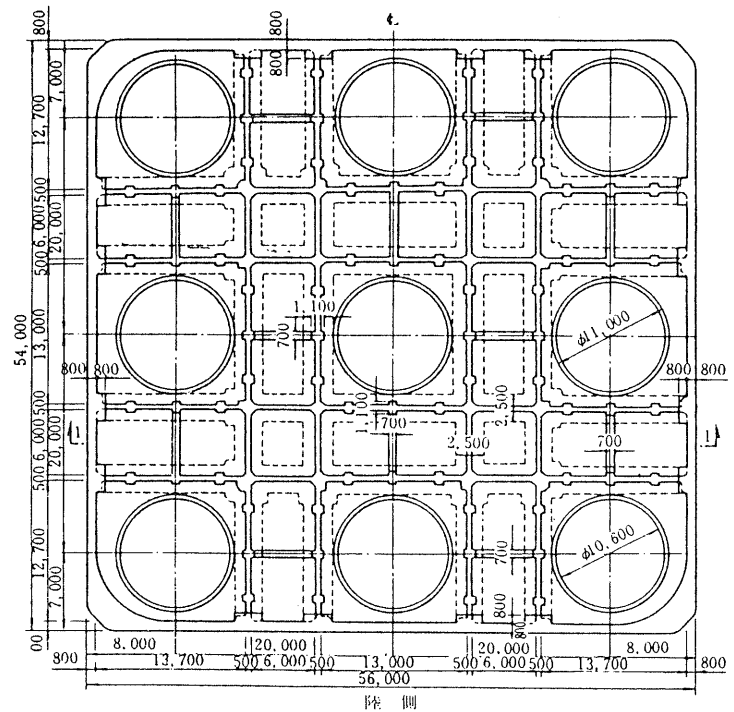
(2) 側壁

壁厚は一般部で80cmである。コーナー部はPCケーブルを半径5mで配置するため曲壁を設け、壁を厚くして補強を行った。

PCケーブルの配置で特に考慮したのはケーブル緊張端の位置である。海洋構造物では緊張端を防護コンクリートで一体化させた場合でも、鋼材の腐食の面では弱点となり易い。本PCバージは橋梁基礎として十分な耐久性が要求されるので、緊張端をフーチングコンクリートで埋まるバージの内側に設けた（図-3.5）。

壁の鉛直方向はSBPR80/95 $\phi 32$ のアンボンドPC鋼棒を約1m間隔に配置した。PCバージは仮ドックで2/3、架橋地点の海上で1/3の側壁が構築されるのでアンボンドPC鋼棒で一体化している。

PCバージに導入したプレストレスは20 kg/cm²～40 kg/cm²程度で、比較的低レベルのものである（写真3.1）。



断面図

1-1

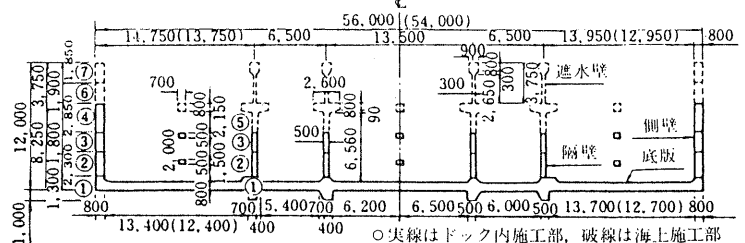


図-3.3 主塔基礎バージ構造図

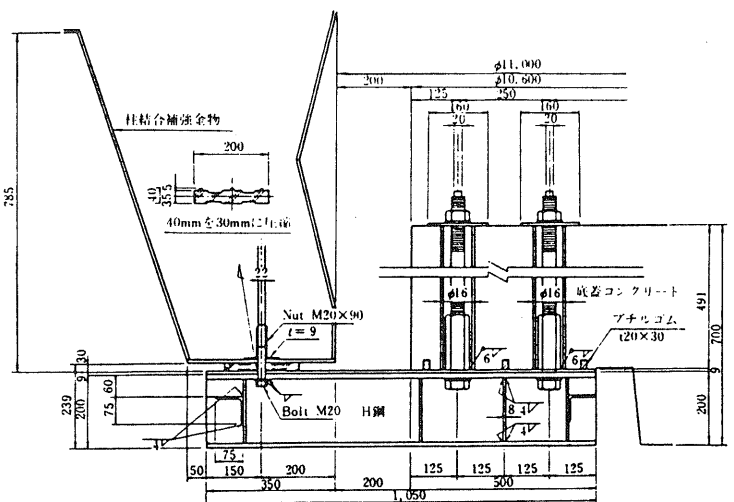


図-3.4 底蓋取付け図

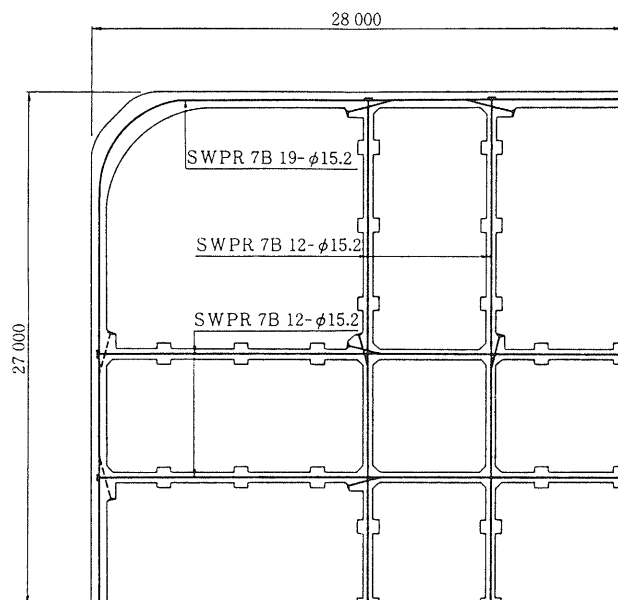


図-3.5 PCケーブルの配置

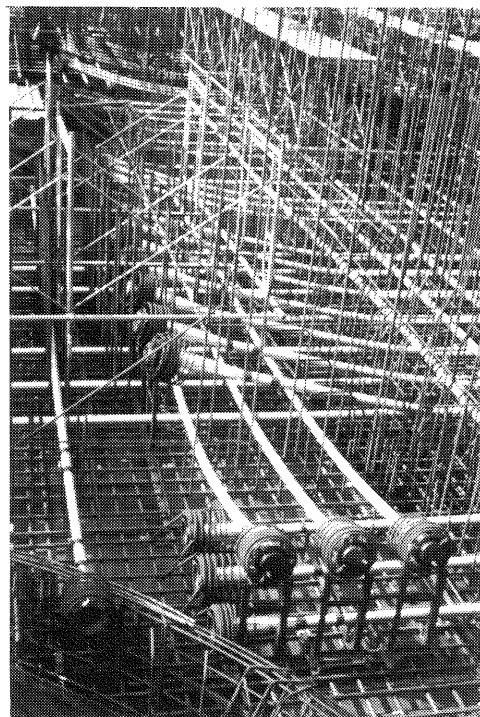


写真-3.1 底版PC鋼線および配筋状況

(3) 隔壁および遮水壁

バージ全体の剛性を高めるためと、底版と側壁を補強するために、壁厚50cmの隔壁を設けた。また、隔壁によって区切られた各区分は水バラストタンクとして用いられるようになっており、バランスの微調整も可能になっている。

遮水壁は、高さ9mの隔壁上に、仮設用として側壁と同じ高さまで構築されるものである。これらは、作業台の足場や水バラストのタンクの壁として使われ、使用後は撤去される。

(4) フーチングとしての一体化

杭柱（コンクリート・ケーソン）の完成後、PCバージに中詰コンクリートを打設することによって、フーチング外殻と中詰コンクリートが一体となってフーチングとなる。PCバージは隔壁を有した構造であり、新旧コンクリートの打継目の問題について実験研究を行った結果、隔壁には突出長30cmのD51の鉄筋を、横方向40cm、高さ方向100cmの間隔で配置して、新旧コンクリートの一体化を計った。

更にフーチングの一体化を向上させるために、フーチングに $6\text{kg}/\text{cm}^2$ のプレストレスを導入した。また、このプレストレスは引張鉄筋を減少させる役割も果している。

3.3 PCバージの施工

PCバージを製作するための仮設ドライドックは、平面寸法が $126\text{m} \times 86\text{m}$ で、主塔基礎バージ1基と端部基礎バージ1基とが同時に施工できる大きさである。PCバージは計4基製作されるためドックは2回転用される。仮設ドックの経済性と施工面から、バージの吃水約5mに対して満潮時の潮位に約50cmの余裕を見込んだ深さにした。（図-3.6）。

ドライドック内で製作されるPCバージの総重量は、主塔基礎バージ15,800ton（躯体14,500ton、艀装その他1,300ton）、端部基礎バージ9,500ton（躯体9,000ton、艀装その他500ton）である（写真-3.2）。

ドックの路盤は、バージ製作時の不等沈下を避けるために、約1.1mの厚さを砕石で置換して締固めを行った。また、基礎地盤内に排水用の有孔管を配置しドック再使用時の地盤の乱れを防止する様配慮した。

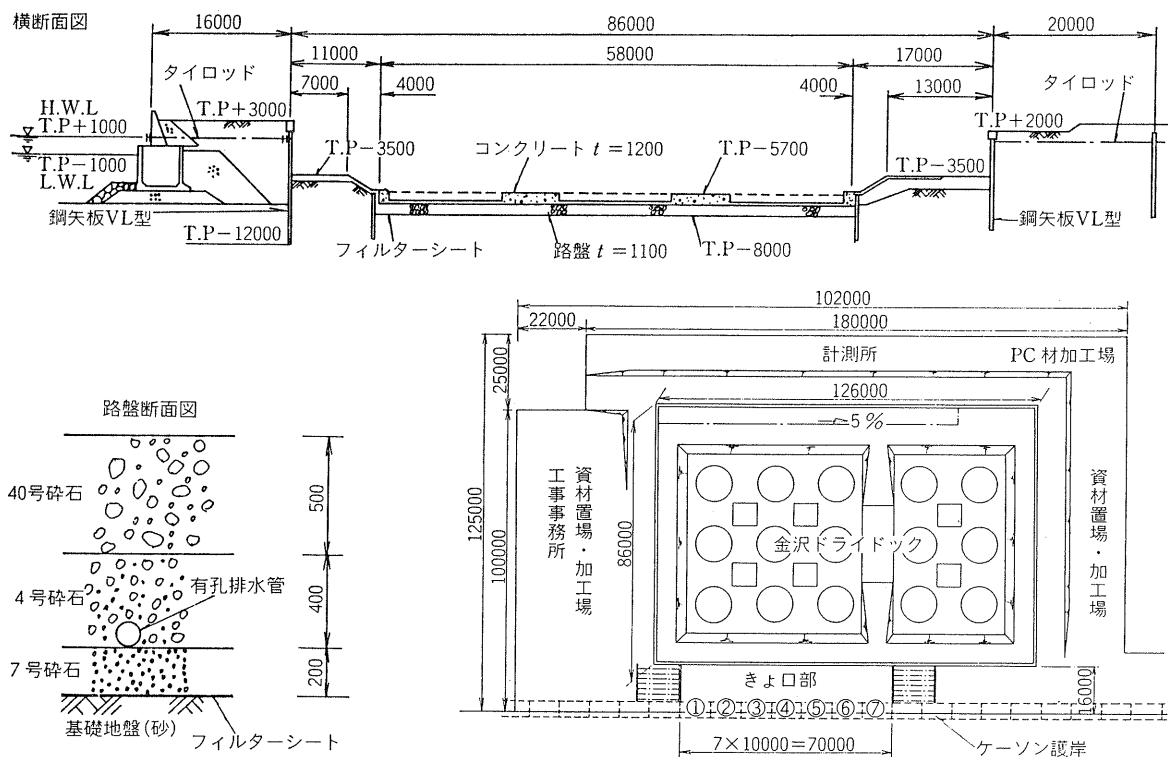


図-3.6 ドライドック

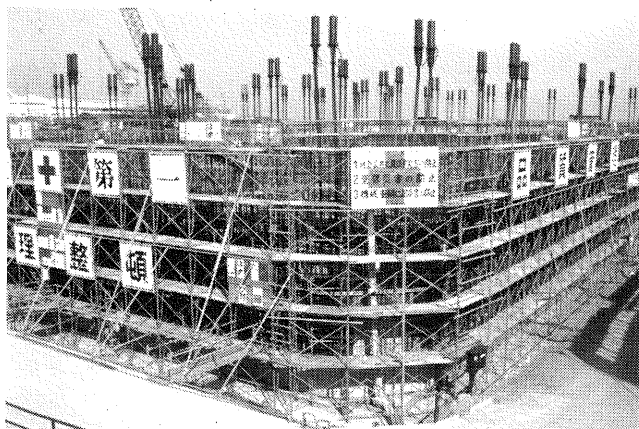


写真-3.2

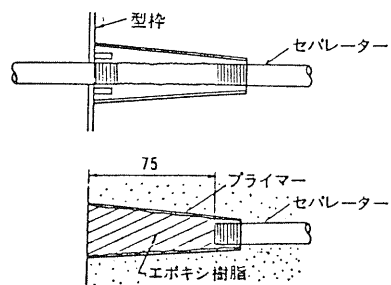


図-3.7 RC側壁外面部のセパレーター

P Cバージのコンクリートには海洋コンクリート構造物としての耐久性が要求される。しかし、P Cバージは構造が複雑、かつ、鉄筋、P C鋼材用のシース等が多量に配置されており、密実なコンクリートを連続して打設する一助として、コンクリートに現場にて流動化剤を添加しワーカビリティの改善を行った（スランプ8cm→15cm）。

P Cバージの鉄筋とシースのかぶりは、側壁外側、底版下側について特に十分な施工管理を行った。また、かぶり7cmのなかには、組立鉄筋や鉄板も入り込まないようにした（図-3.7）。

バージの側壁の立ち上がり筋は、フーチングコンクリートが打設されるまで、海水による腐食を防止するために、ビニールホースで被覆して防護した。

このように十分な配慮のもとに製作されたP Cバージは、満潮位で3時間以上の引出しの作業時間のとれる日に引出されて、架橋地点まで3ノットの速度で3時間かけて曳航された。

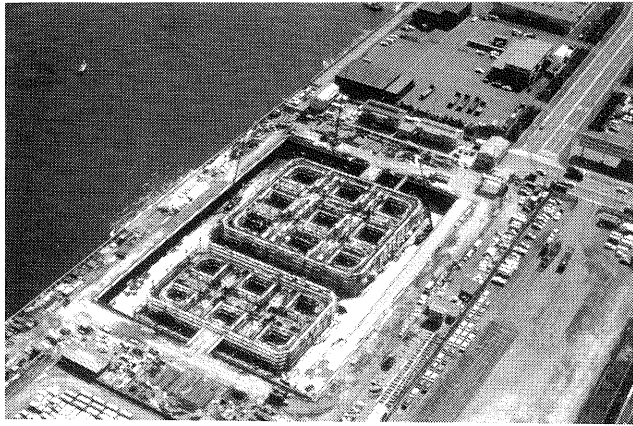


写真-3.3 ドック全景

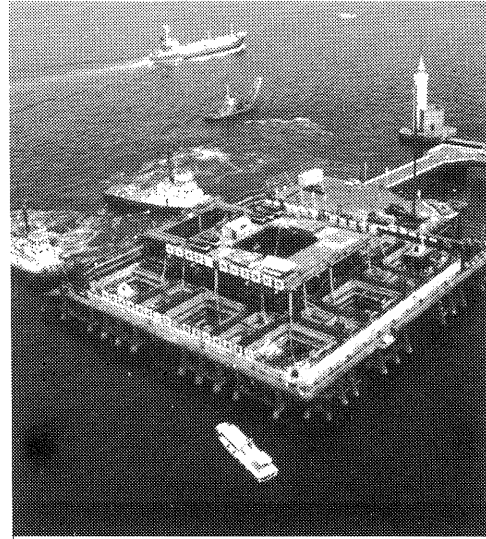


写真-3.4 コンクリートバージの設置

3.4 あとがき

大型構造物のプレハブ化の一段階としてのPCバージであるが、施工条件の厳しい海上における作業を減少させるとともに、海上ではPCバージが作業台など多目的に利用され、そして、本体構造物の一部となった。

このことは、信頼性、耐久性のある大型構造物が、安全に、短期に、そして、経済的に建設できることを示しており、今後海洋コンクリート構造物に広く応用されることで、プレストレスト・コンクリートの分野が新たにひらけてくるであろう。

＜参考文献＞

W. J. Graff：海洋構造物入門，技報堂出版，1984

柳下 肇，他：プレストレストコンクリート海洋構造物の現状，プレストレストコンクリート，Vol.21，No.6，Dec.1979，pp.7～22

堀 武男：海洋開発とコンクリート，コンクリート工学，Vol.21，No.1，Jan.1983，pp.18～21

小林 浩：過酷な海洋環境におけるコンクリート構造物，コンクリート工学，Vol.17，No.11，Nov.1979，pp.50～53

後藤英一，松元和彦：洋上コンクリートバッチャープラントを搭載するPC函体の設計と施工について，プレストレストコンクリート，Vol.25，No.3，May.1983，pp.54～62

山中鷹志，他：本四南北備讃瀬戸大橋工事用洋上コンクリートの概要，土木学会誌，8月号，1983，pp.55～62

金井壮次，他：本州四国連絡橋工事用PCバージの設計と建造，コンクリート工学，Vol.21，No.8，Aug.1983，pp.42～49

大塚昭夫，松本修一：横浜港横断橋PCバージの設計・施工，プレストレストコンクリート，Vol.26，No.4，Jul.1984

浅井有一郎，他：南北備讃瀬戸大橋下部工建設用洋上コンクリートプラント着底管理システム，橋梁，2月号，1984

プレストレストコンクリート橋の施工について

1. ま え が き

コンクリート橋の施工法は、この十年の間に、種々の点で、なかでも材料面及び架設面で長足の進歩をとげた。材料面では、例えば高性能減水剤の出現により、 $600 \sim 800 \text{ kg/cm}^2$ 程度の超高性能コンクリートが特別な機械設備を必要とせずに比較的容易に施工できるようになった。架設面では、プレストレストコンクリート橋の分野になるが、押出し架設工法や移動支保工式架設工法など、機械化された急速施工法を中心とする新しい施工法が台頭して来た。

これらをふまえて、日本道路協会では10年ぶりにコンクリート道路橋施工便覧の改訂を行った。本文は、その要点をまとめたものである。但し、一部は「P C 施工の手引き（国鉄構造物設計事務所編）」および「海岸線付近におけるP C 道路橋設計・施工の手引き（P C 建設業協会編）」から引用させて頂いた。

2. 型枠支保工

2.1 一 般

型枠および支保工とは、設計された建造物の施工にあたり、まだ硬化していないコンクリートが十分強度がでて安定した状態になるまで、仮に支えておく仮設構造物である。

したがって、型枠および支保工の施工には、構造物本体の重量、作業荷重、プレストレスの影響に対して、〔RC示方書〕に規定された諸事項のほか、労働安全衛生法による安全衛生規則に従って行なわなければならない。特に、型枠および支保工の組立て・解体にあたっては、原則として構造計算を行い、設計図を作成する必要がある。

型枠および支保工は、工費、工期に占める割合が比較的大きく、出来形にも著しく影響するものである。また、型枠および支保工の安全性を十分検討していなかったことに起因する重大事故が発生することもあるので、その設計・施工は、十分に注意しなければならない。

なお、ここで示す荷重は、型枠および支保工等の仮設構造物にのみ適用するものとし、本体構造物の架設時の検討をする場合は、別途にこれらの値を定めなければならない。

2.2 荷 重

型枠の設計には、鉛直方向荷重として、型枠、コンクリート、鉄筋、作業員、施工機械器具、仮設備などの重量および衝撃等を、水平方向荷重として、まだ硬化しないコンクリートの側圧を、考慮しなければならない。

支保工の設計には、鉛直方向荷重として、型枠、支保工、コンクリート、鉄筋、作業員、施工機械器具、仮設備などの重量および衝撃、プレストレスの影響等を、水平方向荷重として、施工中の衝撃、振動、傾斜の影響、プレストレスの影響のほかに、必要に応じて風圧、流水圧、波圧、地震の影響などを考慮しなければならない。

2.2.1 鉛直方向荷重

鉛直方向荷重としては、橋体コンクリートの自重、型枠および支保工の自重、作業荷重、仮設備荷重がある。橋体コンクリートの自重の計算においては、断面変化を単純化して安全側に計算してもよい。型枠の自重は $20 \sim 30 \text{ kg/m}^2$

程度と小さいので、一般には、これを見込まなくてもよい。作業荷重としては、衝撃の影響も含めて、計算の便宜上、等分布荷重に置き換えて 250 kg/m^2 以上を考えるのがよい。

特に大きな仮設備荷重がない場合には、橋体コンクリートの自重に、 350 kg/m^2 の荷重を加えた等分布荷重を、鉛直方向荷重の設計荷重としてもよい。

2.2.2 水平方向荷重

水平方向荷重としては、施工中の振動や衝撃、不等載荷の影響、施工誤差、風の影響、流水圧、施工中の地震の影響等がある。

支保工の倒壊例をみると、水平方向荷重に対する配慮の不足が原因となっている場合が多いので、その構造物の重要度、施工条件、工期等を考慮して水平方向荷重を十分慎重に検討しなければならない。

実際の支保工の設計にあたって、これらの要因の正確な把握は、著しく困難であるので、便宜上、架設水平荷重として鉛直方向荷重の5%が、支保工頂部に水平方向に作用するものとして検討してよい。

この照査を行えば、一般の場合では、風荷重および施工中の地震の影響に対する照査を行う必要はない。

非常に高い支保工などで風に対して、特別に、その影響を考えなければならない場合には、表-2.1に示した値が型枠および支保工の面積に作用するとしてよい。

表-2.1 型枠および支保工に作用する風荷重

施 工 条 件	風荷重 kg/m^2	摘 要
一 般 の 場 合	40	風速 $V = 20 \text{ m/s}$
台風の影響を考慮する場合	150	風速 $V = 40 \text{ m/s}$

河川の流水や車の衝突の恐れがある場合には、支保工の安全性を確認するか、あるいは、別途に防護工を施し、支保工に対して、この影響が及ばないようにする必要がある。

また、非常に長い期間使用する支保工で、施工中の地震に対する検討が必要な場合の設計震度は、本体構造物の設計震度の1/2程度を用いればよい。

2.3 型枠および梁式支保工の許容たわみ量

型枠および梁式支保工のたわみは、構造物の仕上り精度に影響を与えるので、たわみの計画値はできるだけ小さくすることが望ましい。

一般の場合、型枠および梁式支保工の許容たわみ量を求める場合の目安を表-2.2に示す。

表-2.2 許容たわみ量

支 間 : ℓ (m)	梁 式 支 保 工				型 枠
	5m以下	10m以下	15m以下	15m以上	
許容たわみ量	$\ell/200$	$\ell/300$	$\ell/400$	$\ell/500 \sim \ell/800$	3 mm

2.4 塩害防止対策

最近問題になっている海岸線付近のコンクリート橋の塩害の原因の一部として、型枠継目部からのペースト漏れ、型枠内の清浄不良等が指摘されている。ペースト漏れについては、特に桁下縁コーナー部にその例が多い。コーナー部には、両面からの塩分浸入があるので、一番最初に被害を受けやすい個所である。図-2.1に示すように、継目部にゴムパ

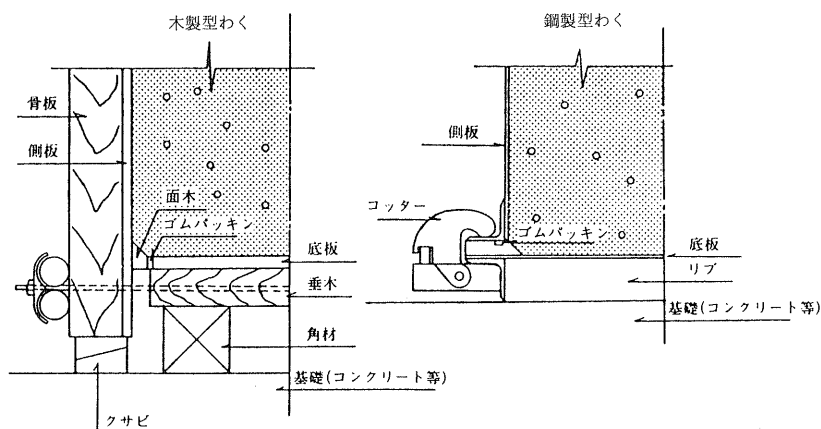


図-2.1 型枠継目部の構造例

ッキング等を挟み込むなどして、ペースト漏れがない型枠構造とすることが重要である。

この他、鉄筋組み立て中に、型枠内に落した鉄筋くず等の除去不完全によるコンクリートのハクリ現象が起きている。一般に鉄筋組み立て中に落した鉄筋くずは、拾い上げにくいので、落さないように心掛けることが一番であるが、型枠の底面の適切な位置に大きめの排水孔を設け、鉄筋くずの除去に利用できるようにするのがよい。

3. コンクリート工

3.1 一般

近年のコンクリート材料についての知識、施工方法、機械設備等の進歩は、めざましいものがあるが、コンクリートの製造は、なお、“技術”であり、適切な人的機構と手ぎわとが良好なコンクリートの製造に対して極めて大切である。

現在のコンクリート橋工事は、ほとんど請負契約方式がとられており、施工管理の大部分は施工者側に委任され、発注者側は立会いおよび検測などの検査という形態により通常は管理しているので、責任施工を現場で実践する施工者側の技術者は、コンクリート工事において重要な地位をしめるものである。

コンクリートを担当する現場の技術者は、コンクリート工学の一般的原則に関する知識と経験をもち、いかに工事を実施するか、また、なぜそうしなければならないかを知っていると同時に、その工事の重要性和自分の仕事の範囲とを十分に認識し、設計計算書、示方書などに精通しておく必要がある。

現在の橋梁工事で用いられるコンクリートは、ほとんどがレデーミクストコンクリートであり、現場練りコンクリートが用いられることは極めて稀になってきている。しかし、現場の技術者は、コンクリート材料の種類や配合などについてレデーミクストコンクリート工場にまかせきってしまわずに、十分な関心と注意を払って、適切なコンクリートを製造することに留意しなければならない。

3.2 レデーミクストコンクリート

コンクリートの設計基準強度は、一般に材令28日における標準養生供試体の圧縮強度を基準とする。PC用コンクリートの場合は、早期にプレストレスを導入するために早強ポルトランドセメントを用いるのが一般的である。そのため材令2～3日の現場養生供試体の圧縮強度および材令7日の現場養生および標準養生供試体の圧縮強度もきわめて重要である。

現場で用いるコンクリートは、使用する材料の品質の変動、計量誤差、練り混ぜ等の施工条件の差、試験誤差などの原因により、通常の状態にあっても、その圧縮強度は変動するが、その分布はほぼ正規分布していることは周知のとおりである。

コンクリートの配合設計にあたり、設計基準強度に対する割増しの程度は、既往の各々の示方書の規定および実際の現場での実績を参考に、道路橋が重要な構造物であることを考慮して道路橋示方書（以下「道示Ⅰ、Ⅲ」と略記）には次のように規定されている。

コンクリートの配合強度は、(1)供試体のどの試験値も設計基準強度の85%以上、かつ(2)引き続き採取した供試体の試験値のどの3回の平均値も設計基準強度以上とし、品質のばらつきを考慮して定めるものとする。なお試験値は同一バッチからとった供試体3個の圧縮強度の平均値とする。

表-3.1 コンクリートの品質基準

	(1) の 条 件				(2) の 条 件			
	n	q_1	p_1	kp_1	n	q_2	p_2	kp_2
〔道示Ⅰ,Ⅲ〕	1	0.85	1/741	3.0	3	1.00	1/741	3.0
「PC示方書」,「RC示方書」	1	0.80	1/20	1.945	1	1.00	1/4	0.674
レデーミクストコンクリート JIS A 5308-1978	1	0.85	1/741	3.0	3	1.00	1/741	3.0

- 注) 1. kp_1 , kp_2 はそれぞれ確率 p_1 , p_2 に相当する確率偏差の値である。
 2. σ_{ck} の q 倍としなければならないという決定論的規定に対しての P_1 , P_2 は,
 $P_1 = P_2 = 1/741$, 確率偏差 $kp = 3.0$ とする。

表-3.1の値について変動係数を変化させて計算した結果を整理したものが図-3.1である。

レデーミクストコンクリート工場の変動係数は、通常の管理状態であれば、10%以下であり、この範囲での割増し係数は、1.15～1.20程度となる。逆に変動係数が15%程度と品質のばらつきが大きい場合には、1.50倍程度の割増しが必要となる（ただし、大きな割増し係数を用いればよいというものでもない。ばらつきが大きいと必要以上の高品質のものや低品質のものが搬入されたりして、構造物の各部の品質にばらつきが生じ、構造物全体としては必ずしもよい結果とはならない）。したがって、レデーミクストコンクリート工場の製造設備、製造技術、品質管理状態等により、配合強度は著しく異なるので、これらの諸条件について、発注者側、施工者側は十分に調査し、製造者側と協議して合理的な配合強度を定めなければならない。

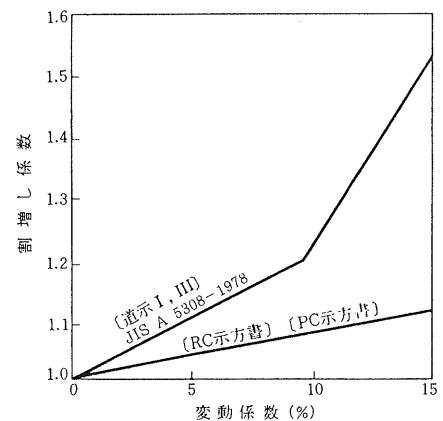


図-3.1 変動係数と割増し係数の関係

3.3 配 合

コンクリートは、型枠のすみずみまでゆきわたらせるために適当なコンシステンシーを必要とする。例えば断面が小さくて、鉄筋、PC鋼材、シース等が入りくんでいる場合には、比較的柔らかいコンクリートが必要となる。

コンクリートのコンシステンシーの値は、JIS A 1101-1975に定められたスランプ試験により求められる。

コンクリート橋のスランプの最大値は12cmと規定されている。しかし、一般には、8cm前後に指定されることが多い。

これまでに施工されたコンクリート橋の配合列を調査すると、鉄筋コンクリートおよびPCコンクリートいずれの場合でも、スランプは 8 ± 2.5 cmの場合が多かった。なお、コンクリートの打込みにポンプ車を使用する場合には、施工条件（配管が長い等）を考慮してスランプが適切であるかどうかを検査しなければならない。場合によっては、配管を変えて大きめのスランプとする方がよいこともある。

その場合、単に単位水量だけを増加させることは避けなければならない。さらに流動性が必要な場合は、後添加用高性能減水剤等を使用することを検討して、コンクリートの品質を変えることのないようにしなければならない。

軽量骨材コンクリートの場合は、スランプを8cmとするのが望ましい。なお、軽量骨材コンクリートの打込みにやむを得ずポンプ車を使用する場合には、高性能減水剤を使用してスランプを15～20cm程度とする必要がある。

3.4 コンクリートポンプ車による運搬

3.4.1 一般

近年、コンクリートポンプによってコンクリートを圧送する運搬方法が急速に一般化している。特に都市部での現場においてコンクリート打設場所の空間が狭かったり、交通規制などにより、クレーンとバケットによる運搬が困難な場合や、高所で、比較的多量のコンクリートを打設する場合に利点を発揮するものであり、コンクリート橋でも非常に多く使用されている。

したがって現場の技術者は、コンクリートポンプ工法の特徴を十分に理解して、コンクリートの配合計画、ポンプの配管計画、コンクリートの締固め計画、品質管理の方法等の基本的事項について、あらかじめ十分に検討しておく必要がある。

3.4.2 コンクリートポンプの性能

コンクリートポンプ車の性能は、一般に圧送距離で表示されるが、カタログ等に記載されている値は、コンクリートスランプが18～22cm程度の場合の値であり、コンクリート橋に用いるスランプが8cm程度の場合には、この値を40%から50%は減じて考えておくのがよい。また長距離圧送を計画する場合には、セメントの種類、配合、施工時の温度等が圧送可能距離に著しく影響するので、事前に十分に検討しておく必要がある。

3.4.3 コンクリートポンプ車を使用する場合の注意事項

コンクリートポンプ車を使用する場合でも、基本的には、一般のコンクリートの打込みと同様の注意事項があげられるが、それに加えて特に、以下の事項について注意する必要がある。

- 1) コンクリートポンプ車の現場への到着時間と打設開始時間との間に、配管などを準備する余裕が十分にあることを確認する。
- 2) コンクリートの圧送に先立って、ポンプ内にモルタルを通すことが一般に行われている。配管が長い場合には、十分な量のモルタルを準備することが閉そく事故を防止するために大切である。また、モルタルを構造物に打込まないようにするために、圧送管の吐出口にモルタルを廃棄する容器を必ず準備しておく。
- 3) コンクリート配管あるいは先端のフレキシブルホースをコンクリート打設中に、直接鉄筋の上に置かないように、脚立、うま、足場板等を十分に準備しておく。
- 4) 鉛直配管が必要な場合は、堅固な足場を準備する。現場に常駐するクレーンのブームなどに配管する場合には、コンクリート打設中には荷揚げができなくなることを考慮しておく必要がある。
- 5) コンクリートの吐出量に対して十分な台数の締固め機械（バイブレーター）と作業員を準備する。コンクリートポンプを用いる場合には、コンクリートが連続して供給されるので、一般には、締固め不足となりがちであるので注意する必要がある。
- 6) コンクリートのスランプは、ポンプ車ホッパー投入口より吐出口までの間に1～2cm程度低下する場合がある。したがって、ポンプ車ホッパーに適切で安定したスランプのコンクリートを供給することが重要となる。
- 7) コンクリートが現場に到着したときのスランプを常に観察していることが必要である。打設時間中の温度変化などによってスランプが大きく変動することがないようにプラントと常に連絡できる体制を整えておく必要がある。
- 8) コンクリート打設が終了した後にポンプ車を清掃する必要がある。したがって、洗浄水（一般にはポンプ車の水タンクに積載されている）の準備、洗い水および余ったコンクリートの処理方法などについて環境を汚染しないように考慮しておく必要がある。

また、コンクリートの打止まりにあたっては、圧送管の内部のコンクリートを排出するために、圧搾空気などで吹き飛ばすので安全に十分注意しなければならない。

9) 上記注意事項を遵守して、適切な間隔で生コン車が供給されれば、ポンプ車の閉そくはほとんど起こらないものである。

しかし、施工に先立っては、ポンプ車が故障した場合、圧送管が閉そくした場合、圧送管が破裂した場合、コンクリートの供給が長時間中断された場合等の不測の事態の発生に対する用意をしておくことが必要である。

10) 現行の〔RC示方書〕では、軽量骨材コンクリートの運搬に、コンクリートポンプは、原則として用いてはならないことになっている（〔RC示方書〕213条参照）。しかし、近年の後添加用高性能減水剤の実用化に伴い、現場に到着したスランブ8cm程度のコンクリートに、これを使用して、スランブを15cm～20cmとしても所要の品質（強度、材料分離のしにくさ）が得られることが明らかになりつつあるので、十分な検討を行えば、コンクリートポンプを使用してもよい。

3.5 寒中コンクリートの養生

寒中コンクリートの養生で大切なことは、コンクリートの内部、シート内および外気の温度を継続的に測定し、著しい温度差が生じないように、いつでも処置がとれるようにしておくことである。

3.6 打ち継目

コンクリートは連続して打つことが望ましいが、設計または施工上打ち継目を設けることがある。例えば、移動式作業車を利用する場所打ちコンクリート工法のように、構造物全体を一度に施工することができず、数回に分けて施工する場合や、多径間連続桁や断面寸法の大きい桁で、同時に施工し得るコンクリート量、コンクリートの打設能力等の制限から施工継目を設ける場合である。

打ち継目は、構造物の強度および外観を害することが最も少ないように、その位置と方向および施工方法を選ばなければならない。

構造物の力学的性質だけを考慮した場合には、一般に打ち継目は作用する断面力が小さい位置とし、PC橋の場合はプレストレス量に余裕のある位置にすべきである。施工上やむをえず大きなモーメントが作用する位置に打ち継目を設ける場合には、用心鉄筋を配置するなどの配慮が必要である。また設計上、断面力が小さい部分でも、構造物の形状によっては乾燥収縮などによる二次応力を受けることもあるから、そのような位置を避けた方がよい。

コンクリートを打ち継目でいく場合、新旧コンクリートと打ち継目における温度差あるいは乾燥収縮差が大きくなると有害なひび割れが発生する恐れがある。温度差を小さくするためには、打ち継目の新コンクリートを冷やすか、あるいは旧コンクリートを温める方法が考えられる。しかし実際には、これらの方法を行うことは困難なことが多いので、打ち継目付近では、スターラップや帯鉄筋を他の部分に比べて密に配置するなどの処置をするのが望ましい。また部材断面の大きい場合は、セメントの水和熱によるコンクリートの温度上昇を小さくするために、セメントの種類や単位セメント量について十分に検討するのがよい。PC橋の場合でも、断面の厚い部分に一部普通セメントを使用した例もある。

鉛直打ち継目の型枠取りはずしの時期を表3.2に示す。

表-3.2 鉛直打ち継目の型枠取りはずしの時期

	夏 期	冬 期
コンクリート打込み後の時間	4～6時間	10～15時間

3.7 配 合 例

配合例を表-3.3に示す。

表-3.3 プレストレストコンクリート橋の示方配合例

(1m²当り)

設計基準 強度 (kg/cm ²)	ス ラ ン プ (cm)	単位セ メント 量 C (kg)	単 位 水 量 W (kg)	細骨材 S (kg)	粗骨材 G (kg)	混和剤 (kg)	水セメ ント比 W/C (%)	細 骨 材 率 S/a (%)	コンク リートの打 込み方法	構 造 形 式	摘 要
400	8	419	180	737	1103	4.19	43	40.8	バケット打ち	プレキャスト箱行	早強セメント:
400	8	415	166	745	1051	4.15	40	41.5	ポンプ打ち	箱桁・押出し工法	" : 水平圧送距離40mのためスランプを2cm割増し
400	8	442	170	645	1057	1.11	38.5	38.5	バケット打ち	プレキャスト T 桁	" :
400	8	449	157	557	1195	1.12	35	31.9	バケット打ち	"	" :
400	7	430	160	612	1181	1.08	37.2	36	ポンプ打ち	箱桁・場所打ち支保工	" : 垂直圧送距離27mのためスランプを2cm割増し
400	8	425	189	607	1126	1.06	44.5	36.3	ポンプ打ち	橋桁・カンチレバー工法	" : ブーム車使用、スランプ1cm割増し
400	7	400	159	637	1121	1.00	39.8	36.5	ポンプ打ち	"	" : ブーム車使用、スランプ3.5cm割増し
350	8	343	158	820	990	0.86	46	45.9	ポンプ打ち	ホロースラブ・支保工	普通セメント: ブーム車使用
350	8	396	168	720	1102	0.99	42.5	42.9	ポンプ打ち	"	早強セメント: ブーム車使用
350	7	350	151	705	1150	1.4	43.1	38.5	ポンプ打ち	"	" : ブーム車使用、スランプ1.5cm割増し
350	8	432	164	700	1050	1.08	38	40.4	ポンプ打ち	箱桁・場所打ち支保工	" : 配管車、水平圧送距離50m
350	8	413	169	751	1002	1.03	41	43.6	ポンプ打ち	"	" : ブーム車使用
300	8	347	163	736	1065	0.87	47	41.4	ポンプ打ち	横 桁	" : ブーム車使用
300	8	360	162	742	1080	0.90	45	41	バケット打ち	プレキャスト T 桁	" :

3.8 コンクリートの配合設計の方法

配合設計の手順はは次のようにする。

① 粗骨材の最大寸法およびスランプの確認。

一般の工事では、構造物の断面や、施工方法を考えて粗骨材最大寸法およびスランプを決める。

② 単位水量 (W) の決定。

指定された粗骨材最大寸法と使用する骨材の品質、減水剤の使用の有無を考慮して所要のスランプが得られるように単位水量を決めるが、過去の配合例などを参考にするとよい。

③ 水セメント比 (W/C) の決定。

指定された強度に所要の割増しをして目標強度を決める。あらかじめ実験によって求めてある水セメント比と強度との関係から目標強度が得られるような水セメント比を選定する。

④ 単位セメント (C) の決定。

単位水量を水セメント比で割ると単位セメント量が求められる。単位セメント量が指定された場合や構造物の種類によって、単位セメント量に限度がある場合にはその単位セメント量とする。

⑤ 単位骨材量の絶対容積の決定。

次の関係式によって骨材の量が求まる。

$$\text{骨材の絶対容積 } V_a = 1000 - \left(\frac{C}{\rho_e} + W \right) \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 ρ_e : セメントの比重

$$\text{空気量を計算する場合 } V_a = 1000 - \left(\frac{C}{\rho_e} + W + A \right) \dots\dots\dots (2)$$

ここに、A: 空気の容積

⑥ 細骨材率の決定。

粗骨材最大寸法、スランプ、水セメント比、その他骨材の品質、要求されるプラスチシーの程度を考慮して細骨材率を決める。

⑦ 粗骨材、細骨材の量の決定。

細骨材率 $\frac{S}{a}$ は、絶対容積比であるから

$$\text{単位細骨材量 } S = V_a \times \frac{S}{a} \times \rho_s \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 ρ_s ：細骨材の比重

$$\text{単位粗骨材量 } G = V_a \times \left(1 - \frac{S}{a}\right) \times \rho_g \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 ρ_g ：粗骨材の比重

配合計算例を表－3.4に示す。

表－3.4 レデーミクストコンクリート配合計算書の一例

レデーミクストコンクリート配合計算書			
I 設 計 条 件			
1. 材 料			
(1) セメントの種類：普通ポルトランドセメント	比 重：	3.16	
(2) 骨 材 細 骨 材：利根川	骨材寸法：	5 mm	比 重：2.61
粗 骨 材：利根川	骨材寸法：	25 mm	比 重：2.67
(3) 混 和 材 ・ 剤：サンフロー S			
2. コンクリート			
(1) コンクリートの種類：AEコンクリート	(5) 水セメント比の限度：		
(2) 呼 び 強 度：300 kg/cm ²		— % 以下	
(3) ス ラ ン プ：8 cm	(6) 単位セメント量の限度：		
(4) 空 気 量：4.0 %		— kg/m ³ 以上	
II 配 合 計 算			
(1) 配 合 強 度 (F)	$F = F_0 + 2\sigma$ $= 300 + 2 \times 30 = 360 \text{ kg/cm}^2$		
(2) 水セメント比 (W/C)	$W/C = \frac{246}{360 + 178} \times 100 = 45.5\%$		
(3) 単 位 水 量 (W)	$W = \frac{154}{1.54} \text{ kg/m}^3$		
(4) 単位セメント量 (C)	$C = 154 / 0.455 = 339 \text{ kg/m}^3$		
(5) 単位粗骨材量 (G)	$G = V_g \times \rho_g \times S_r \times 10$ $= 0.69 \times 2.67 \times 61 \times 10 = 1124 \text{ kg/m}^3$		
(6) 単位細骨材量 (S)	$S = \left\{ 1 - \left(\frac{W}{\rho_w} + \frac{C}{\rho_c} + \frac{G}{\rho_g} + \frac{A}{100} \right) \right\} \times \rho_s \times 1000$ $= \left\{ 1 - \left(\frac{154}{1000} + \frac{339}{3160} + \frac{1124}{2670} + \frac{4}{100} \right) \right\} \times 2.61 \times 1000$ $= 726 \text{ kg/m}^3$		
(7) 単位 AE, 減水剤量	$AE, \text{減水剤量} = C \times 0.25\% = 0.8475 \text{ kg/m}^3$		
(8) 細 骨 材 率 (S/a)	$\frac{S}{a} = \frac{\frac{S}{\rho_s}}{\frac{S}{\rho_s} + \frac{G}{\rho_g}} \times 100 = \frac{726}{726 + 1124} \times 100 = 39.8\%$		
III 記号の説明 その他			
水セメント比の算定式 普通 628		V _g ：粗骨材標準計量容積 (m ³ /m ³)	
減水剤の場合：W/C = 246 / F + 178 × 100		S _r ：粗 骨 材 実 積 率 (%)	
AE 剤の場合：W/C = / × 100		ρ _c ：セメントの比重	
F ₀ ：呼 び 強 度 (kg/cm ²)		ρ _g ：粗 骨 材 の 比 重	
σ：標 準 偏 差 (kg/cm ²)		ρ _s ：細 骨 材 の 比 重	
		A：空 気 量 (%)	

3.9 塩害対策について

鉄筋の発錆はコンクリート中を浸透して来た塩分、水分、酸素の存在により起るので、物質が浸透しにくい密実なコンクリートを施工することが重要である。指針(案)では、コンクリートの水セメント比を50%以下にすること、スランプの標準を8cmとすることが規定されている。更に打継目をできるだけ少なくし、特に鉛直打継目を極力避ける

ことが要求されている。P C鋼材定着部、施工用金具撤去跡等の後埋め処理には、膨脹コンクリートまたはセメント系無収縮モルタルを用いることが義務づけられている。

4. 鉄 筋 工

4.1 一 般

鉄筋の加工形状は、一般に、複雑で種類も多い。鉄筋の数量、規格等を確認した上で、発注し、工事の工程に合わせて必要量を受け入れていくのがよい。工事の受注から加工に入る迄の受け入れ関係のフローチャートを示すと図-4.1のようになる。

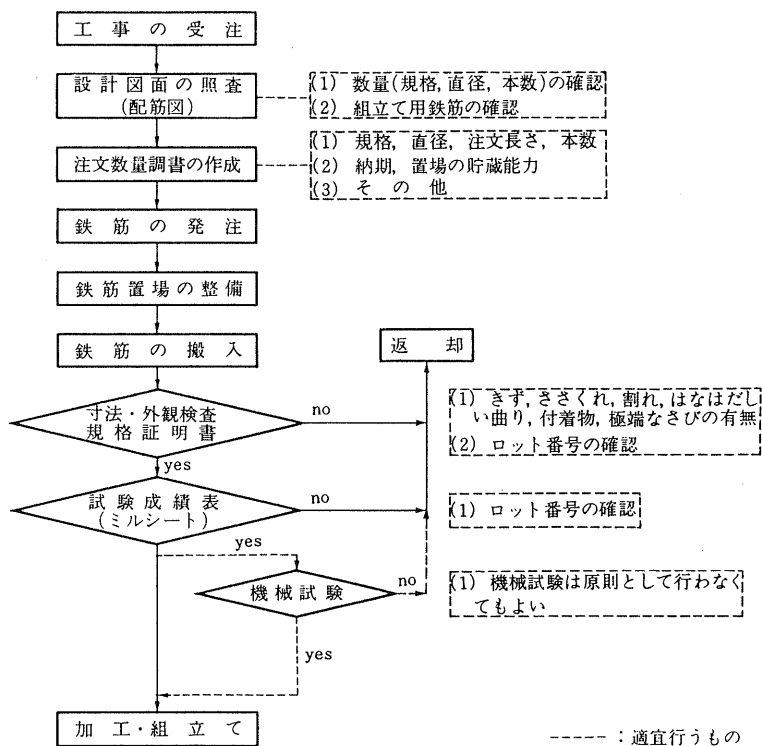


図-4.1 鉄筋の受入れに関するフローチャート

4.2 スターラップおよび帯鉄筋の加工

梁におけるスターラップおよび柱における帯鉄筋などのせん断補強鉄筋は、部材の耐力を確保するために非常に重要なものである。

部材のせん断耐力については、その破壊機構も含めてこれ迄多くの研究がなされ、その成果は、道路橋示方書のせん断の項の改訂となって現われてきている。現行の道路橋示方書はせん断補強筋の定着方法について次のように規定している。

「スターラップは、引張鉄筋を取り囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着しなければならない。また圧縮鉄筋がある場合は、引張鉄筋および圧縮鉄筋を取り囲み、原則としてフックをつけて圧縮部のコンクリートに定着するものとする(図-4.2参照)。

帯鉄筋は、軸方向鉄筋を取り囲み、フックをつけて、柱の内部のコンクリートに定着しなければならない(図-4.3参照)。」

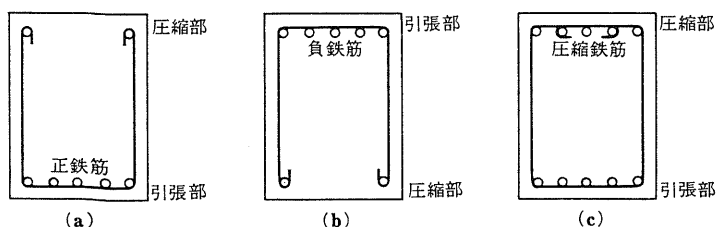


図-4.2 スターラップの定着

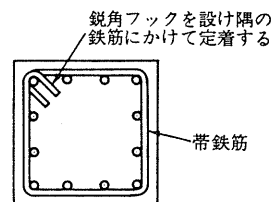


図-4.3 帯鉄筋の定着

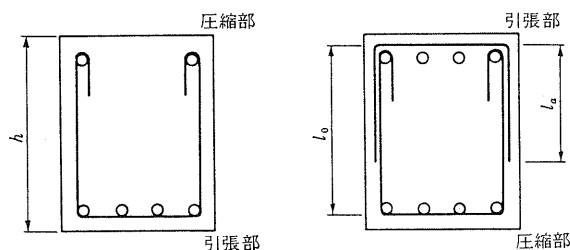
しかし、実際のコンクリート橋においては、スターラップの定着部はスラブ筋、ハンチ筋等が錯綜することが多いものである。特にPC橋では、シース、PC鋼材定着用の切欠きとの関係で配筋できないような例もある。また連続桁の支点部付近においては、圧縮部が下縁側になり、スターラップのみならず軸方向鉄筋等の取付けに非常に困難が伴う。

このような場合には、発注者の了解を得た上で、原設計を次のような形状に変更してもよいとした。変更後の形状は所定の品質を確保した上で施工を容易にしたものである。ただし、スターラップは図-4.4に示すように、鉄筋を十分に定着することで、その補強効果が得られるものであるから、施工

の便宜のみで、安易にその加工形状を変更することのないように注意しなければならない。

断面形状に応じた変更可能形状を梁については、図-4.5、4.6、4.7、4.8、4.9に、柱については図-4.10、4.11、4.12、4.13にそれぞれ示す。

① RC橋および桁高の小さいPC橋の場合

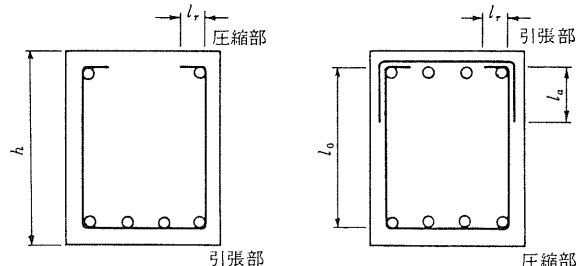


$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{oa}} \phi \quad (l_0 \geq l_a) \text{ 注}$$

l_a : 付着応力度より算出する重ね継手長 (cm)
 ϕ : スターラップの直径 (cm)
 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張り応力度 (kg/cm²)
 τ_{oa} : コンクリートの許容付着応力度 (kg/cm²)
 注) $l_0 < l_a$ の場合は帽子筋にフックをつけるなどの特別の検討を行わなければならない

図-4.5 RC橋および桁高の小さい ($h < 30\phi$) PC橋の場合

② 一般のPC橋の場合



一般のPC橋の場合 ($h \geq 30\phi$)
 l_r : 12 ϕ を標準とする

図-4.6 一般のPC橋の場合 ($h \geq 30\phi$)
 l_r : 12 ϕ を標準とする

③ 箱桁の場合

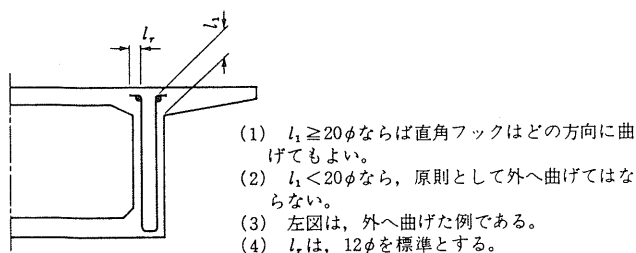


図-4.7 (a) 上縁が圧縮の場合

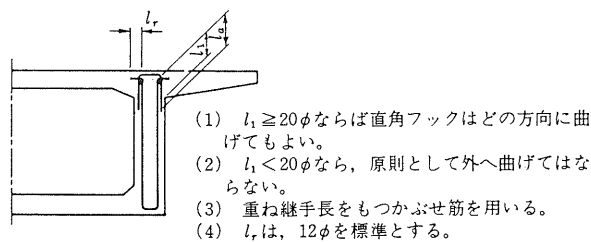


図-4.8 (b) 上縁が引張の場合

④ 箱桁の場合で、フック定着がどうしても出来ない場合

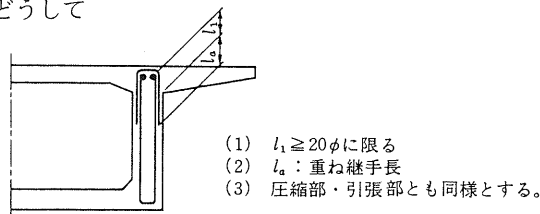


図-4.9 やむをえない場合のスターラップの加工形状

⑤ 帯鉄筋の場合

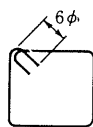


図-4.10 柱の長辺が1.5m未満のとき

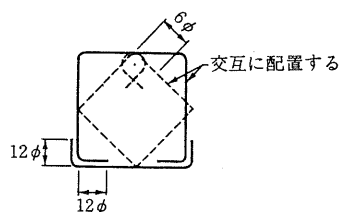


図-4.11 柱の長辺が1.5m以上2.0m未満のとき

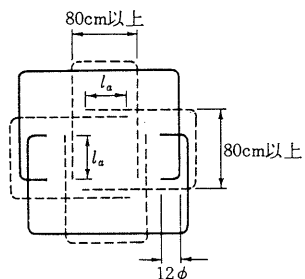


図-4.12 柱の長辺が2.0m以上のとき

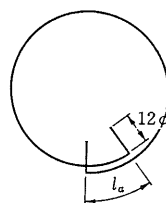


図-4.13 円形の場合

尚フックによる定着がどうしてもできず、図-4.9のような加工形状を採用する場合は、床版あるいはフランジが、ウェブと一体となった断面の橋梁に限るものとする。

4.3 重ね継手

重ね継手は、鉄筋の継手として最も多く用いられている。重ね継手を一断面に集めることは、そこが弱点となりやすいので、禁止されている。これを図示すると、図-4.14～4.17となる。そのうち図-4.14、4.15は悪い例、図-4.16は、良い例である。したがって、場所打ち張出し架設工法あるいは押出し架設工法などブロックを順次継足して施工する場合でも、図-4.17に示すように重ね継手の位置を交互にずらすのがよい。

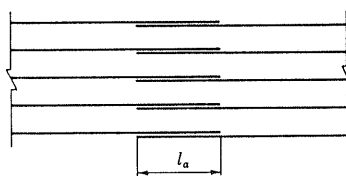


図-4.14 重ね継手の悪い例

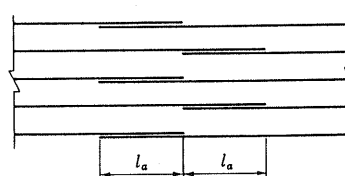


図-4.15 重ね継手の悪い例（継手を（ずらした）にならない）

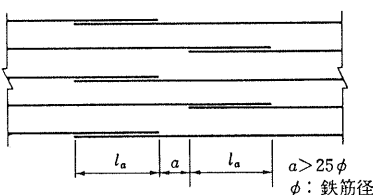


図-4.16 重ね継手の良い例

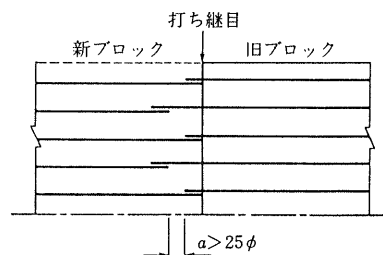


図-4.17 ブロック打ち継目の重ね継手の良い例

4.4 塩害対策について

海岸線付近のコンクリート橋の塩害は、コンクリート表面付近の鋼材の発錆が原因である。道路橋の塩害対策指針（案）では、鋼材の最小かぶりを大幅に大きくするとともに、かぶり内に鋼材を残さない事を原則としている。これによると鉄筋を図面に明示されたとおりに堅固に組むことを前提にした上で

- ① 鋼製のスペーサーを用いない。スペーサーは、桁本体と同等以上の品質を有するコンクリート製またはモルタル製とする。
- ② 型枠セパレーターおよび型枠組立て等に用いた補助鋼材をかぶり内に残さない。

等が規定されている。

5. プレストレッシング工

5.1 PC鋼材および鉄筋の配置上の注意事項

1) 鉄筋

一般的事項の外に次のことを守る。

- ① PC鋼材と鉄筋が接触あるいは交差し、配置不能の場合には、その鉄筋を軸方向にずらすか、あるいは、図-5.1のように鉄筋の加工形状を変更してもよい。
- ② 図-5.2のように、スターラップの外側に配置されているPCケーブルをスターラップの間を縫って入れる場合、スターラップの位置をずらすことによって、PCケーブルを局部的に彎曲させることなく、できるだけ長い範囲にわたって緩やかに曲げて配置するのがよい。

ただし、スラップ間隔が極端に大きくならないように配慮しなければならない。

- ③ 桁端部付近では、主ケーブル、横方向ケーブル、定着部および支承上の補強鉄筋、スターラップおよび軸方向筋等が交錯しており、設計図通りに配置することが困難な場合がある。この様な場合には、重要度の低いものの順でずらすことを考えるのがよい。普通、重要度の順序は、主ケーブル、横方向ケーブル、鉛直方向鋼棒、鉄筋の順である。

ただし、この場合、応力に影響を及ぼす場合には、応力の照査を行わなければならない。

2) シースおよびPC鋼材

- ① PC鋼材をシース中へそう入する場合には、PC鋼材の清拭、表面欠陥の有無の点検、切断長の確認等を十分に行うこと。
- ② コンクリートの打込みにあたって、シースとシースの接続部、シースと定着具の接続部、型枠と定着具の間などからセメントペーストが漏入しないようにしなければならない。
- ③ PCケーブルは、コンクリートの打込みや締め固めの際に移動しやすいので、PCケーブルが動かない様に堅固に保持しなければならない。シースの保持間隔は表-5.1を標準とする。
- ④ PC鋼材を配置する場合、PC鋼材をシースの中へそう入する時期によって次の三つの方法に分類できる。

表-5.1 シースの保持間隔

PC鋼材の種類	保持間隔(m)
PC鋼線	1.0～1.5
PC鋼より線	1.0 以下
PC鋼棒	1.5～2.0

- ① 既設の工場あるいは現場ヤードなどで、あらかじめPC鋼材をシース中にそう入してPCケーブルを製作し、このケーブルを型枠内の所定の位置に配置する場合には、スターラップが組み上がった状態で、PCケーブルを落とし込むことになるので、シースがつぶれたり、ケーブルホルダーの位置がずれたりするので注意が必要である。
- ② 型枠内の所定の位置にシースをセットし、その後にそのシース中にPC鋼材をそう入し、コンクリートを打込む場合、PC鋼材そう入時にシースを破損することがないように慎重に作業を行わねばならない。またそう入時の衝撃などによって、シースが所定の位置からずれることのないよう堅固に固定しておかねばならない。
- ③ 型枠内の所定の位置にシースをセットし、コンクリートを打込み硬化後にPC鋼材をそう入する場合、コン

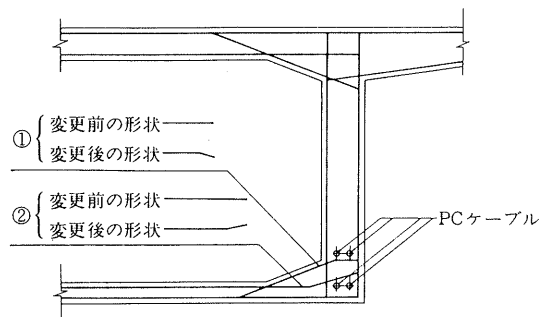


図-5.1 鉄筋加工形状の変更

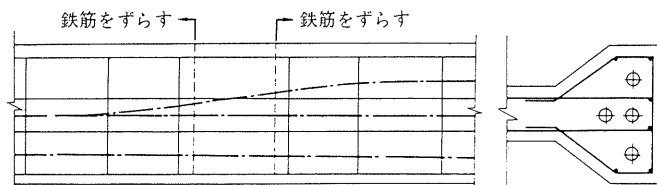


図-5.2 PCケーブルの通路

クリートの締め固め時にシースに働く浮力等によってシースが彎曲したり、振動機の接触によりシースがつぶれたりすることがある。その結果、ケーブルが長く、しかも角変化が大きい場合には、P C鋼材をそう入するときの摩擦力が非常に大きくなり、そう入作業が困難になることがある。そのため、この方法を採用する場合には、次のような点について、検討しておく必要がある。

- ④ 剛性が高く、標準径より大きめのシースを使用すること
- ⑤ シース内面の摩擦を小さくすること
- ⑥ シースの保持間隔をできるだけ小さくすること
- ⑦ ケーブル長が比較的短いときは、シース内に塩化ビニールパイプ等を入れて、シースの変形を防止すること
- ⑧ P C鋼材はもつれないようにシース中に配置すること。
- ⑨ シースまたはP C鋼材の配置に関する施工精度は表－5.2を標準とする。

表－5.2 シースまたはP C鋼材の施工精度

項 目		施 工 精 度
P C鋼材中心と 部材線との距離	主要な設計断面の両側 $l/10$ の範囲 (l : 支間)	設計寸法の $\pm 5\%$ または 5mm のうち小さい方の値
	その他の範囲	設計寸法の 5% または $\pm 30\text{mm}$ のうち小さい方の値ただし、最小かぶりは確保するものとする。

5.2 プレストレッシングの計算

P C鋼材の引張応力度は、プレストレッシング中およびプレストレス導入直後の二つの段階でそれぞれの許容応力度を満足しなければならない。ポストテンション工法にあっては、定着具の構造上の差異から、定着時に生じるセット量にかなりの巾がある。一般に、くさび構造の場合はセット量が大きく、ねじ構造の場合は、セット量を殆ど無視できる。このため、P C鋼材の安全性の照査の面で、不注意による間違いがおこりやすいので、以下に注意事項を述べてみる。

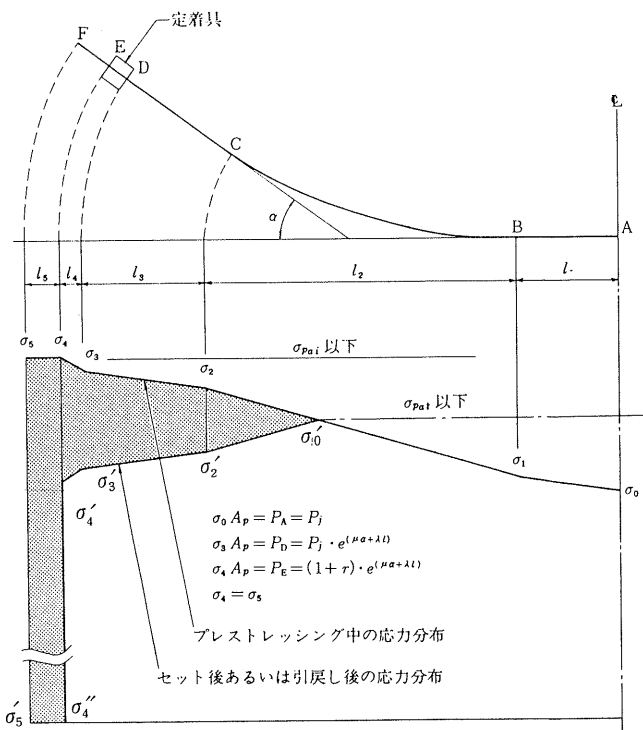
- ① セット量が比較的大きい定着装置を用いる場合

図－5.3の上側のような形状のP C鋼材を緊張する場合、プレストレッシング中の応力度分布は $\sigma_0 \sim \sigma_1 \sim \sigma'_0 \sim \sigma'_2 \sim \sigma'_3 \sim \sigma'_4 \sim \sigma'_5$ を結ぶ線になる。プレストレッシング中の最大の応力度 σ_5 が許容値 σ_{pai} を満足することが第一である。続いて、定着作業を行い、それが完了すると、セット量に対応して、P C鋼材の端部付近の応力度は $\sigma_0 \sim \sigma_1 \sim \sigma'_0 \sim \sigma'_2 \sim \sigma'_3 \sim \sigma'_4 \sim \sigma'_5$ のように減少する。ただし $\sigma'_4 = \sigma'_5 = 0$ である。応力の最大値が端部から少し中央に寄った所に表われる。この最大値 σ'_0 がプレストレス導入直後の許容量 σ_{pat} を満足しなければならない。

$$\sigma_5 \leq \sigma_{pai}$$

$$\sigma'_0 \leq \sigma_{pat}$$

- ② セット量が大きい定着装置を用いて、比較的長さの短いケーブルを緊張する場合、セット量の影響が設計断面迄及ぶことがある。その場合、事前に設計断



図－5.3 プレストレッシング中およびプレストレス導入直後のP C鋼材の応力分布

面に影響を与えない範囲のセット量（セット量の許容値）を計算しておく必要がある。

図 5.4 に示す P C 鋼材を緊張する場合、セット量の許容値は、その影響が設計断面である支間中央断面迄及んだとして、求めることができる。プレストレスング中の P C 鋼材の応力度分布を $\sigma_0 \sim \sigma_1 \sim \sigma_2 \sim \sigma_3 \sim \sigma_4 \sim \sigma_5$ とし、プレストレス導入直後の応力度分布を $\sigma_0 \sim \sigma_1' \sim \sigma_2' \sim \sigma_3' \sim \sigma_4' \sim \sigma_5'$ とすると、セット量の許容値はこの 2 本の分布線ではさまれる面積と P C 鋼材のヤング率から、次のように求められる。ただし $\sigma_4'' = \sigma_5' = 0$ である。

$$\text{セット量の許容値} = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5}{E_p}$$

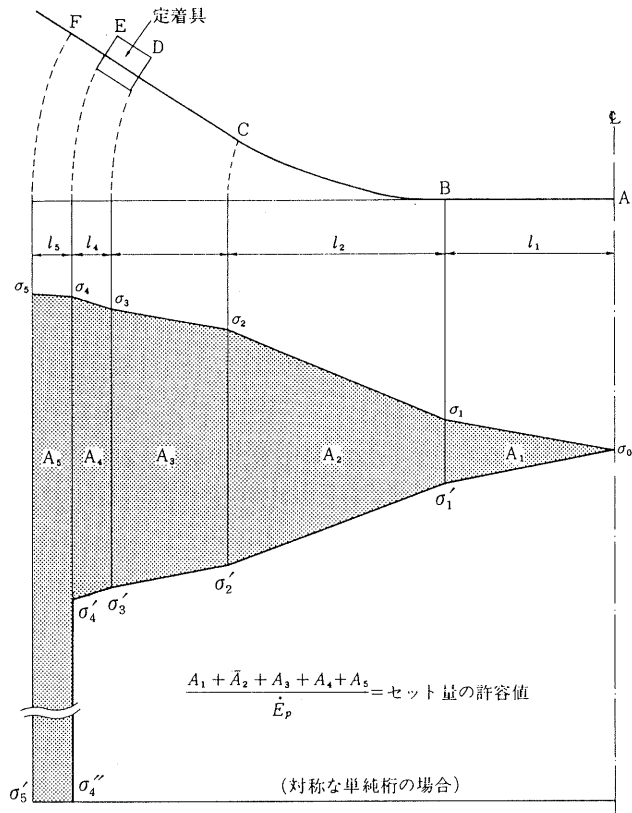
$$A_1 = (\sigma_1 - \sigma_0) \times \ell_1$$

$$A_2 = \{(\sigma_2 - \sigma_0) + (\sigma_1 - \sigma_0)\} \times \ell_2$$

$$A_3 = \{(\sigma_3 - \sigma_0) + (\sigma_2 - \sigma_0)\} \times \ell_3$$

$$A_4 = \{(\sigma_4 - \sigma_0) + (\sigma_3 - \sigma_0)\} \times \ell_4$$

$$A_5 = \sigma_4 \times \ell_5$$



図－5.4 セット量が許容値に達したときの P C 鋼材の引張応力図

③ セット量が小さく、その影響を無視できる定着装置を用いる場合、プレストレス導入直後の P C 鋼材の応力度分布は、プレストレスング中と変化がないために同一分布形状となり、プレストレスング中の許容値いっぱい迄引張ると、P C 鋼材端部付近の応力度がプレストレス導入直後の許容を上廻ることになる。その場合には、人為的なセット量を与えること、すなわち引戻しを行い、図－5.5 のように最大値 σ_0' を σ_{pat} 以下に押えることが必要である。

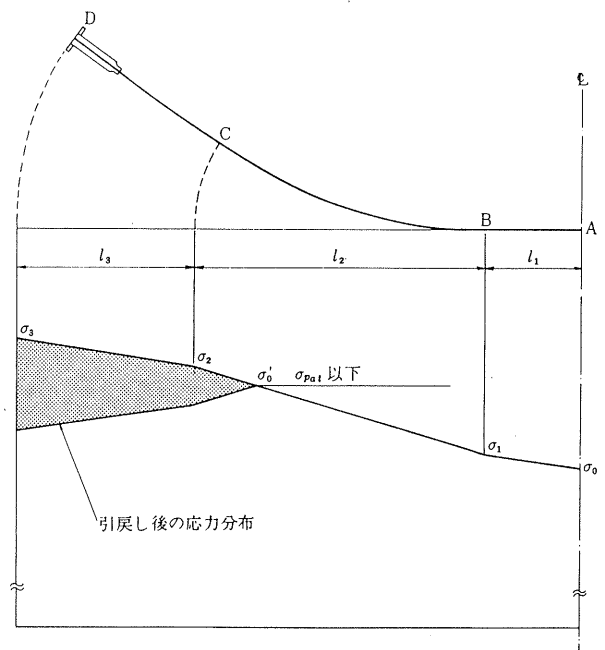
5.3 プレストレスングの管理

1) 管理の目的

P C 部材を施工するにあたって、プレストレスングは、直接その部材の安全性に大きく影響を与えるので、部材が必要とするプレストレスが正しく与えられるかどうかを確認するために、プレストレスングの管理は、必要である。

プレストレス力は眼に見えないこと、プレストレスング中には P C 鋼材は材料としての能力をぎりぎり迄利用されること、ケーブル 1 本当りの引張力が大きいこと等から、作業の間違いや器械に故障があり、気付かずに過大や、過小のプレストレスが導入されたりすると、大事故に結び付く事も考えられるので、それらを早期に発見し、正しいプレストレスが与えられるように、管理をしながらプレストレスングを行うことが大切である。

2) 管理手法の分類



図－5.5 引戻し時の応力分布

プレストレッシングの管理手法には、
次の二つの方法がある。

- ① 摩擦係数によって管理する手法
- ② 荷重計示度と伸びの両方によって管理する手法

一つの部材に配置されている緊張材の本数によって、上記の方法が使い分けられている。

上記手法とその適用範囲を示すと表-5.3のようになる。ここでいうケーブル方式の分類は次のようになっている。

- ① 分散ケーブル方式：一つの部材にP Cケーブルを分散して配置する方式で、一般にはこの方式によることが多い。
- ② 集中ケーブル方式：一つの部材に1～2本の大形ケーブルを集中して配置する方式で、一般には、レオンハルト工法のように大型のケーブルを用いた緊張本数が極端に少ない場合をいう。

③ 多数本のP C鋼棒を使用する場合：ディビダーク工法等のように一つの部材に多数本のP C鋼棒を使用する場合をいう。

④ 横締めケーブルの場合：床数および横桁に、橋軸直角方向に、同一長さ同一形状で配置された比較的小形のケーブルが、1径間あたり、多数本用いられる場合をいう。

3) 管理手法

- ① 分散ケーブル方式の場合

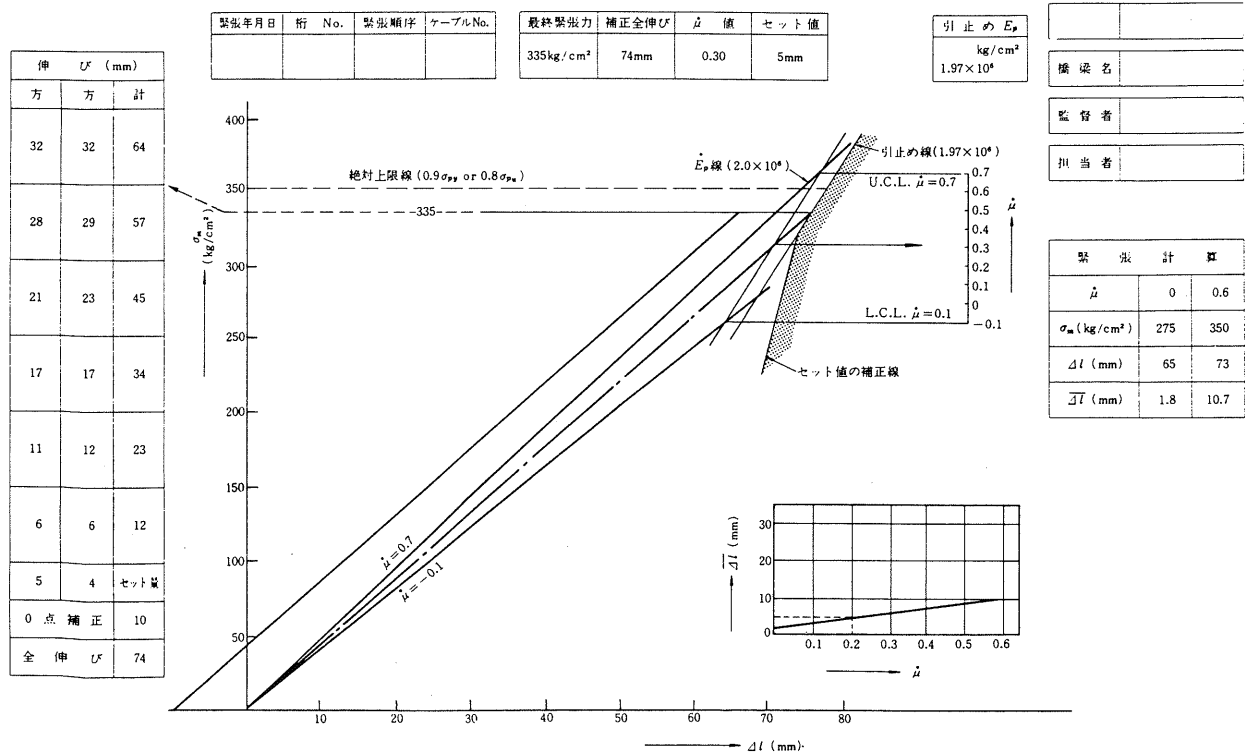
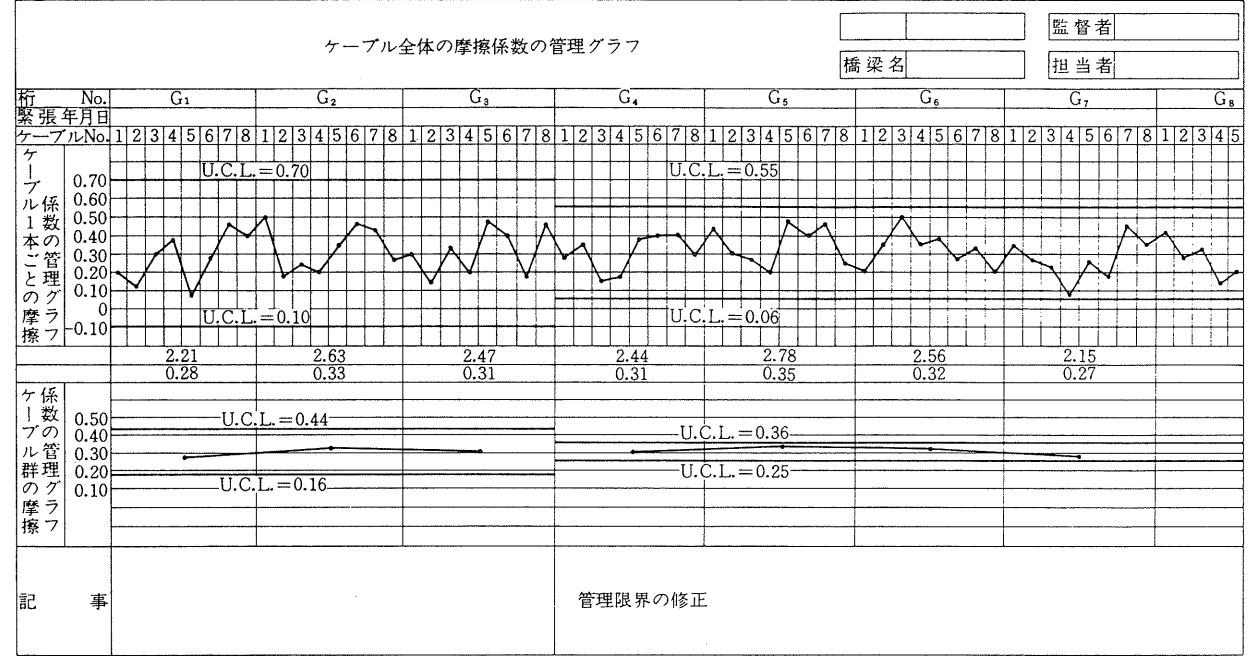


図-5.6 ケーブル一本ごとの緊張管理グラフの作成例

一般には、P C鋼材を分散して配置する分散ケーブル方式によることが多い。この方式の場合には、「摩擦係数による管理方法」によって図－5.6に示す例のように、ケーブル1本ごとに管理グラフを作成し、プレストレッシングの管理を行わなければならない。またケーブル1本ごとの管理だけでは、相当大的な誤差が介入しても発見することが困難な場合もあり得ることなどから、ケーブルをグループに分けて、グループごとで平均をとり、偶然誤差によるばらつきの影響を小さくして、異常の原因を早期に発見することができるようにグループに分けて管理する必要がある。このためには、1本ごとおよびグループごとの管理限界を設定し、管理グラフを用いて管理を行わなければならない。(図－5.7 参照)



図－5.7 ケーブル全体の摩擦係数の管理グラフの作成例

摩擦係数およびP C鋼材の見かけのヤング係数は、現場における試験緊張によって求めるのが原則であるが、施工実績の多いポストテンション単純T桁橋等に広く用いられている定着工法によって施工する場合には、摩擦係数およびP C鋼材の見かけのヤング係数は、表－5.4の値を用いることにより、試験緊張を省略することが出来る。ただし、従来の実績から十分な試験データがある場合には、その実績値を用いてよい。

表－5.4 摩擦係数および見かけのヤング係数

	μ	$\dot{E}_p$ (kg/cm ²)	λ
P C鋼線	0.30	2.0×10^6	0.004
P C鋼より線	0.30	1.9×10^6	0.004
P C鋼棒	0.30	2.05×10^6	0.003

μ = 角変化1ラジアン当りの摩擦係数
 $\dot{E}_p$ = P C鋼材の見かけのヤング係数
 λ = P C鋼材の長さ1 m当りの摩擦係数

② 集中ケーブル方式の場合

一つの部材にP C鋼材を集中して配置する場合には、本緊張に先立って、ケーブル全数について試験緊張を行い、この結果得られた摩擦係数およびP C鋼材のヤング係数を用いて、プレストレッシングの管理を行わなければならない。集中ケーブル方式の場合、ケーブル本数が1～2本と少ないので、偶然誤差がそのままプレストレスの誤差となり、構造物の安全性に影響を及ぼすことになりかねないので、ケーブル全数について試験緊張を行い、この結果得られたそれぞれの測定値に基づいて引張力を決める。

③ 多数本のP C鋼棒を使用する場合

多数本のP C鋼棒を使用する場合のプレストレッシングの管理は、P C鋼棒の伸び量による管理を主とし、荷重計

の示度を従として行ってよい。ただし、この場合においても鋼棒1本ごとのほかに、グループごとの管理を行わねばならない。

具体的方法は次の通りである。

i) P C 鋼棒に与える引張力は、鋼棒伸び計により測定したプレストレッシング前後の P C 鋼棒の突出した長さから算出した伸び量により確認することを原則とする。

所定の伸びと、測定した伸びの差は表－ 5.5 の値を超えてはならない。またある断面でプレストレッシングが終了した P C 鋼棒の全数について、その差の平均値は負となってはならない。

引張力は、P C 鋼棒の伸びと荷重の示度で指定できるが、ディビダーク工法では、伸びの測定が正確でかつ容易であるのと張出し架設工法の場合のプレストレスの計算を簡単にするために P C 鋼棒の伸びにより引張力を確かめることとした。プレストレスの不足は一般に危険側であるので、ある断面の P C 鋼棒全数についての差の平均値は負とならない様にななければならない。

ii) 荷重計の示度から推定される設計断面における P C 鋼棒の引張力と伸びから推定される同断面における P C 鋼棒の引張力に10%以上の差がある場合、および引き続き引張られた数組の P C 鋼棒について、各 P C 鋼棒における上記の差の平均が表－ 5.6 の値以上になった場合には、荷重計のキャリブレーション、摩擦損失の測定等を行って誤差の原因を確かめ、これを修正しなければならない。

表－ 5.5 P C 鋼棒の伸びの許容差

P C 鋼棒の長さ	10m 以下	10～30m	30～50m	50m 以上
許 容 誤 差	± 0.5 mm	± 0.6 mm	± 0.8 mm	± 1.0 mm

表－ 5.6 許容誤差の標準値

1 組を構成する本数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10以上
許容誤差の標準値(%)	10	7.1	5.8	5.0	4.5	4.1	3.8	3.5	3.3	3.2

iii) P C 鋼棒と油圧ジャッキにより静かに緊張するだけでは、P C 鋼棒に設計が定められた所定の引張力が与えら

工 事 名		表－ 5.7 緊 張 管 理 表																		緊張箇所		No.			
ジャッキ受圧面積		cm ²																		緊張年月日		年	月	日	立会者
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳	㉑	備考				
鋼材	緊張順序	緊張端応力 σ_{se}	緊張部長さ l_s	鋼材の伸び Δl_p	コンクリートの弾性変形 Δl_{ep}	規定による割増し Δl_r	計算による伸び合計 $\Delta l_p + \Delta l_{ep} + \Delta l_r$	引越し引戻し Δl_a	伸び測定値		導入された伸び Δl_{in}	伸びの差 $\Delta l_{in} - \Delta l_a$	応力差 $\sigma_{in} - \sigma_{a}$	圧力計読み (予定値)	圧力計読み (測定値)	定着時圧力計読み差 $\sigma_{in} - \sigma_{a}$	定着時圧力計読み差 $\sigma_{in} - \sigma_{a}$	定着時圧力計読み差 $\sigma_{in} - \sigma_{a}$	定着時圧力計読み差 $\sigma_{in} - \sigma_{a}$	定着時圧力計読み差 $\sigma_{in} - \sigma_{a}$	定着時圧力計読み差 $\sigma_{in} - \sigma_{a}$	定着時圧力計読み差 $\sigma_{in} - \sigma_{a}$	定着時圧力計読み差 $\sigma_{in} - \sigma_{a}$		
									緊張前	緊張後														⑬－⑧	⑭／⑮×100
No.	No.	kg/cm ²	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	%	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	%	%	%	%				
507	1		42.50	117.8	6.8	3.0	127.6	1.9	20.5	148.9	128.4	0.8	0.63	365	315	310	－5	－1.59	2.22	±3.2					
607	1		42.45	118.0	＃	＃	127.8	＃	24.0	152.9	128.6	0.8	0.63	＃	＃	330	15	4.76	－4.13						
508	2		42.40	117.8	＃	3.5	128.1	1.5	25.5	154.0	128.5	0.4	0.31	＃	＃	315	0	0.	0.31						
608	2		42.50	118.1	＃	＃	128.4	＃	17.7	146.6	128.9	0.5	0.39	＃	＃	330	15	4.76	－4.37						
509	3		42.45	118.0	＃	3.0	127.8	1.7	19.6	148.1	128.5	0.7	0.55	370	＃	310	－5	－1.59	2.12						
609	3		42.45	118.0	＃	＃	127.8	＃	17.1	145.2	128.1	0.3	0.23	＃	＃	330	15	4.76	－4.53						
524	4		42.40	117.8	＃	＃	127.6	＃	5.9	133.3	127.4	－0.2	－0.16	＃	＃	315	0	0.	－0.16						
624	4		42.55	118.2	＃	＃	128.0	＃	21.6	149.9	128.3	0.3	0.23	＃	＃	330	15	4.76	－4.53						
525	5		42.30	117.5	＃	3.5	127.8	2.3	11.6	139.7	128.1	0.3	0.23	365	＃	325	10	3.17	－2.94						
625	5		42.55	118.2	＃	＃	128.5	＃	7.0	135.9	128.9	0.4	0.31	＃	＃	310	－5	－1.59	1.90						
526	6		42.36	117.7	＃	3.0	127.5	1.1	7.9	135.4	127.5	0.4	0	359	320	330	10	3.13	－3.13						
626	6		42.55	118.2	＃	＃	128.0	＃	26.4	154.7	128.3	0.3	0.23	＃	＃	320	0	0.	0.23						
533	7		42.30	117.5	＃	＃	127.3	1.3	3.4	130.9	127.5	0.2	0.16	＃	＃	335	15	4.69	－1.53						
633	7		42.55	118.2	＃	＃	128.0	＃	28.2	156.6	128.4	0.4	0.31	＃	＃	320	0	0.	0.31						
534	8		42.30	117.5	＃	3.5	127.8	1.5	21.0	149.4	128.4	0.6	0.47	365	＃	315	－5	－1.56	2.03						
634	8		42.55	118.2	＃	＃	128.5	＃	27.7	156.0	129.3	0.8	0.63	＃	＃	325	0	1.56	－0.93						
																		$\frac{1}{16} \sum (\text{⑬－⑲}) = -1.26\%$							

* 規定による割増しとは、「ディビダーク工法設計施工指針」に示す定着具および接統具のゆるみである。

れない場合には、次のいずれかの方法に従って、所定の引張力が与えられるように努めなければならない。

①引越し、引戻しによって所定の引張力を与える方法

②PC鋼棒に打撃を与え縦振動により摩擦を減ずる方法

以上の方法によって行った管理結果を表-5.7に示す。

④ 横締めケーブルの場合

床版および横桁に横締めケーブルを使用することが多い。床版および横桁は橋梁にとって重要部材であるので主桁と同様プレストレスの管理は重要である。横締めケーブルは、一般に比較的小形のケーブル(25~50t/本)が同一長さ同一形状で用いられ、1連当りのケーブル本数は非常に多い(40~80本/連)。従って、どのケーブルも、計算上の伸び量および緊張力が同じであること、鋼棒が使われることが多いこと、本数が多いこと等の理由から、荷重計示度と伸びによる管理によるのがよい。ただし、この場合も、ケーブル1本ごとの管理のほかに、グループごとの管理を行わなければならない。

管理方法の手順は次のとおりである。

i) 表-5.4に示す μ 、 λ および E_p を用い、設計断面に所定の引張力が与えられるように緊張端引張力およびケーブルの伸びを計算する。

ii) i)の計算に基づき、荷重計示度(p_0)および伸び量(Δl_0)を求め、図-5.8に示す管理図をつくる。点A($p_0, \Delta l_0$)を基準にして描いた、水平および鉛直線が引止め線となる。

iii) 1組のケーブルの本数は、床版横締めに対しては横桁間の本数とし、横桁の横締めに関しては、横桁1ヶ所当りの横締め本数とするかまたは、1ヶ所当りの本数が少ない場合には床版横締めの中に含めてもよい。

1本ごとおよび1グループごとの許容誤差は表-5.6による。

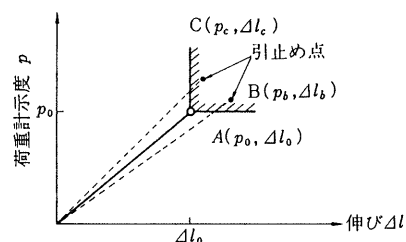


図-5.8 緊張作業にあたっての引止め点

6. PCグラウト工

6.1 一般

ポストテンション工法の場合には、PCグラウトによりシース中の空隙を充填する必要がある。これは

(1) PC鋼材の腐食を防止すること

(2) PC鋼材とコンクリート部材本体とを付着により一体化すること

のためである。シースは一般に非常に長く、かつシース中の空隙は狭いために、PCグラウト注入は、万全の準備のもとに、細心の注意を払って行わねばならない作業である。

6.2 PCグラウトの材料

前項で述べたPCグラウトの目的を満足するために、材料に要求される条件は

(1) 注入時には、狭い空隙にも容易に流入し得るコンシステンシーを持つ液状の材料であること

(2) 注入完了後、適当な時間内に硬化し、PC鋼材とコンクリート部材を付着により一体化できる材料であること

(3) 硬化時に、極端な体積変化を起さない、鋼材を腐食させる等の化学変化を起さない、気密性が高い等の材料であること

(4) 安価な材料で、容易に入手できること

等である。現在迄のところ、(1)～(4)の条件をほぼ満足する材料として、セメントと水を或る一定の割合で混合攪拌して造るセメントミルクが一般に使われている。セメントミルクは、硬化時にブリージングや収縮をするので、混和剤を入れ余剰水を減少させるとともに、アルミニウム粉末を微量添加して、発泡による体積膨脹をおこさせ、シース内の空隙にPCグラウトが完全に行き渡るような配慮が一般になされている。

i) セメント

セメントは、普通セメント、早強セメントのいずれでもよい。水セメント比を同じにした場合、普通セメントの方が可使時間が長くとれるので、一般には普通セメントが多用されている。冬季には、気温が低く、早強セメントでも十分な可使時間を取れるので、養生時間を短くするため、早強セメントが使われることが多い。夏季には、普通セメントの一部をフライアッシュに置き換えて、十分な可使時間を確保する方法もある。

ii) 混和剤

注入作業の作業性が損われない範囲で、ブリージング率を小さくするために、減水剤を用いることが一般的である。PCグラウトは直接PC鋼材に触れるので、塩化物を含まない減水剤を選択することが大事である。

iii) 発泡剤

シース内の空隙を満たし、かつブリージング水を外に押し出す等の目的で発泡剤が用いられる。発泡剤としてはアルミニウム粉末が用いられる。アルミニウム粉末は、セメント中のアルカリ、および水と反応して、水素ガスを発生する。アルミニウム粉末の使用量は、セメント重量の0.005～0.015%程度である。これにより5～10%程度の膨脹率が得られる。

6.3 PCグラウトの配合

PCグラウトの水セメント比は、所定の流動性が得られる範囲内で、できるだけ小さい値とするのがよい。水セメント比が大きくなると、グラウトの強度が低下し、付着強度が小さくなるのは勿論、ブリージング率や収縮率が大きくなり、空隙が残る恐れがある。

一般には、季節、シース内の空隙率、混和剤の種類等によって変ってくるが、35～45%の水セメント比が用いられる。

以下に配合例を示す。

i) PC鋼線またはPC鋼より線を使う場合等で、シース内の空隙が比較的大きい場合

表－6.1 配合設計例（春秋期）

水セメント比W/C(%)	水W (kg)	セメントC (kg)	ボゾリスNo.8 (g)	アルミニウム粉末(g)
42	16.8	40	100	2.8

表－6.2 配合設計例（夏期）

水セメント比W/C(%)	水W (kg)	セメントC (kg)	ボゾリスNo.8 (g)	アルミニウム粉末(g)
44	17.6	40	100	2.8

表－6.3 配合設計例（冬期）

水セメント比W/C(%)	水W (kg)	セメントC (kg)	ボゾリスNo.8 (g)	アルミニウム粉末(g)
40	16.0	40	100	2.8

ii) PC鋼棒を使う場合等で、シース内の空隙が比較的小さい場合

表－6.4 配合設計例（春秋期）

水セメント比W/C(%)	水W (kg)	セメントC (kg)	ボゾリスNo.8 (g)	アルミニウム粉末(g)
43	16.4	40	100	2.8

表－6.5 配合設計例（夏期）

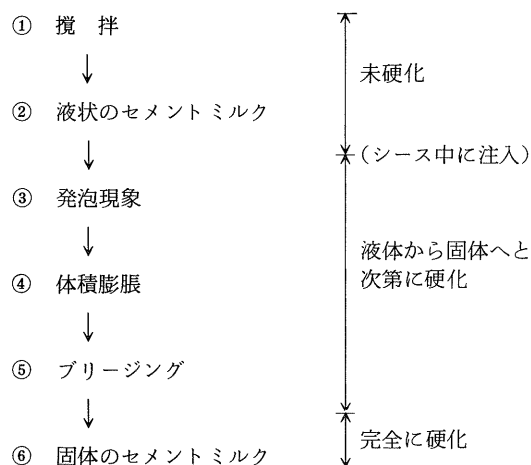
水セメント比W/C(%)	水W (kg)	セメントC (kg)	ポゾリスNa 8 (g)	アルミニウム粉末(g)
45	18.0	40	100	2.8

表－6.6 配合設計例（冬期）

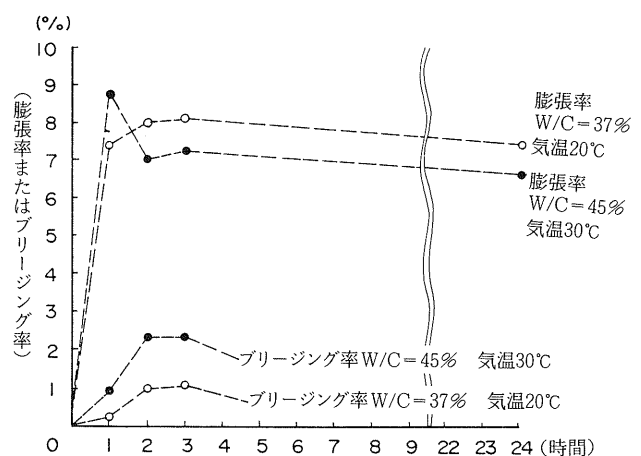
水セメント比W/C(%)	水W (kg)	セメントC (kg)	ポゾリスNa 8 (g)	アルミニウム粉末(g)
41	16.4	40	100	2.8

以上の場合では、混和剤として、AE減水剤を用いたが、最近一般化した高性能減水剤等を用いる配合が研究されている。その場合にはW/Cを35%程度に小さくすることができ水量はセメント40kg当り、3～4kg少なくなる。この結果ブリージング率を非常に低く押えることができる。

ブリージング現象と膨張現象は、図－6.1、6.2に示すように、まず膨張現象がおこり、続いてブリージングが発生するものと考えられている。このためシースの一部にブリージング水のあとが空隙として残る恐れもあるのでブリージング現象が峠をこえたあとでも、膨張現象が続くように発泡をコントロールする方法も研究されている。そのためには、水、アルカリとの反応が遅くなるように表面処理をほどこしたアルミニウム粉末を使う。



図－6.1



図－6.2 膨張率およびブリージング率の時間経過の例

高性能減水剤等を用いた配合例を示すと表－6.7の通りである。

表－6.7 高性能減水剤等を使用した配合例

水セメント比W/C(%)	水W(kg)	セメントC (kg)	混和剤 (g)	発泡剤 (g)
38	15.2	40	(バリック G) 800	(FC1550) 3.2
33	13.2	40	(ポゾリス GF 700) 400	混和剤に混入済み
35	14.0	40	(My-150R) 400	(C-300) 2.0
35	14.0	40	(サンフロー PSR) 700	(C-300) 1.6
35.5	14.2	40	(GP 501) 400	(C-300) 1.4
45	18.0	40	(CONBEX 208) 480	混和剤に混入済み
44	17.6	40	(デンカ FT800G) 400	混和剤に混入済み

6.4 注入作業の注意事項

1) 中間 排気孔の取り付け

空気を追い出しやすい様に、排気孔は高い位置に設けるのがよい。国鉄の研究によると、下り勾配になり始めた点近傍に気泡が残しやすいことが判っている。例えば、連続桁内のシースであれば、図－6.3に示すように、注入孔の

すぐ先の部分、および山を越えて下り勾配になり始めた点の2ヶ所である。従って、山の部分に排気孔を設ける場合、注入孔側からみて、山を越えて下り始めた点に排気孔を設けるのがよい。気泡の量は、流動性が大きい程、多くなる事が判っているので、作業に差しかえない範囲で、固めのPCグラウトを用いるのがよい。

2) 端部排気孔の取付け

一般にシースは端部で曲げ上げられているために注入後は、PCグラウトで完全に満されているため、ブリージングが発生して、シース端部に気泡が残ることがある。この他、注入側端部であれば、シースが前さがりであるために、前項の説明のように、注入時に気泡が残っている可能性もある。ブリージングは一般に避けられないので、ブリージング水が乾燥蒸発したのちは、そこが空隙として残る。防止策としては、図-6.4に示すように、端部の注入排気パイプを長さを1m程度に取り、しかも鉛直に取りつける方がよい。これにより、ブリージング水はパイプの中に集まるからである。

3) 注入前の点検

グラウト作業は、一旦注入を開始したら1本のシースの注入が完了する迄中断は許されないで、施工器具類、セメント等の使用材料、等の点検を十分に行わねばならない。

4) 注入時の注意事項

- i) シース内は、注入前に水を通して十分洗浄した後高圧空気に残水を排出する。
- ii) PCグラウトをポンプに入れる前にふるいを通す。
- iii) 注入はグラウトポンプで徐々に行う。
- iv) 排出口より出て来たグラウトの濃度確認を行う。
- v) 排出口を閉じた後も、ポンプの圧力を5 kg/cm²程度に上げてしばらく保持する。
- vi) 注入を忘れているシースがないかどうか確認する。

5) 養生

ダクト中に注入されたPCグラウトは、完全に大気から遮断されているので、一般には養生の必要がない。ただし、冬期には、注入後5日間5℃以上に保ち、グラウトの凍結、膨脹によるひびわれが桁本体に発生しないように注意しなければならない。

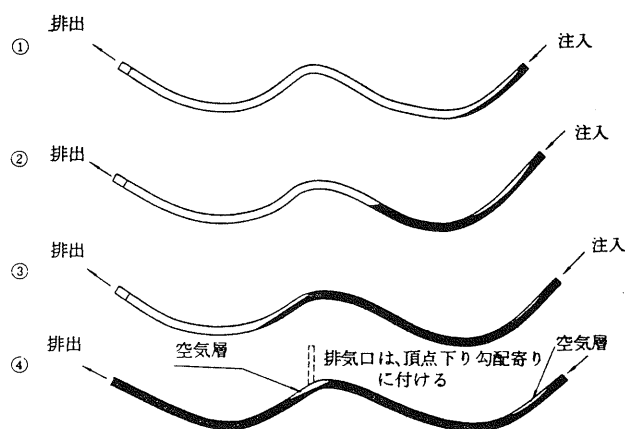


図-6.3 注入中のPCグラウトの流れ

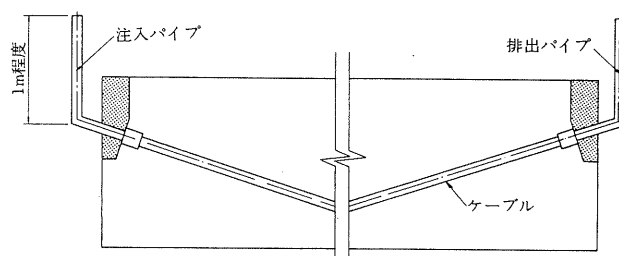


図-6.4 注入および排出のパイプ

7. 架 設 工

7.1 一 般

プレストレストコンクリートの発展とともに次々と新しい架設工法が国内外で開発されてきた。それらを分類してみると、表-7.1のようになる。

表-7.1 架設工法の分類

	大 分 類	中 分 類	小 分 類
架 設 工 法	固定支保工式架設工法	1. 支柱式支保工架設 2. 梁式支保工架設 3. 梁・支柱式支保工架設	※ 支柱, および梁の種類により, 多種の支保工架設がある。
	プレキャスト桁架設工法	エレクションガーダー式架設	1. 抱き込み式架設 2. 下吊り式架設 3. 上路式架設 4. 抱込み式横取り架設 5. 下吊り式横取り架設 6. 抱込み式桁移動架設
		クレーン架設	1. トラックレーン単吊り架設 2. トラックレーン相吊り架設 3. フローティングクレーン架設 4. タワーエレクション架設
		門形クレーン架設	1. 定置式門形クレーン架設 2. 自走式門形クレーン架設
		支保工式架設	1. ベント式架設 (ステーキング式架設) 2. 移動ベント式架設
	張出し架設工法 (カンチレバー) (エレクション)	場所打ち張出し架設	1. 移動式作業車を用いた架設 2. 移動式架設桁を用いた架設
		張出しブロック架設	1. 移動式作業車による架設 2. エレクションガーダーによる架設 3. エレクションタワーによる架設 4. ケーブルクレーンによる架設 5. 門形クレーンによる架設 6. トラックレーンによる架設 7. フローティングクレーンによる架設
	押出し架設工法	1. 集中式押出し工法 2. 分散式押出し工法	※ 部分的な改良により, 多種の架設工法の名称がある。
	移動支保工式架設工法	1. 接地式移動支保工 2. 可動支保工 3. 移動吊り支保工	※ 部分的な改良により, 多種の架設工法の名称がある。

架設工法は, 表-7.1 に示すように, 5 種類に大分類される。各々の架設工法は, 更に中分類, 小分類に区分される。大分類された 5 種類の架設工法は次の通りである。

1. 固定支保工式架設工法
2. プレキャスト桁架設工法
3. 張出し架設工法
4. 押出し架設工法
5. 移動支保工式架設工法

上記 5 種類の架設工法の他に, 斜張橋, アーチ橋の架設工法を加える場合もあるが, この分類では構造形式とは別の角度から分類を行っているのでこれらは除外されている。たとえば, アーチ施工法のうちアーチセントルを用いる工法は, 固定支保工式架設工法に分類される。一般的には, 現在供用されている形式のコンクリート橋は, これら 5 種類の架設工法を, 単独または組み合わせることにより, 大部分施工できると考えられる。

以下各架設工法について説明する。

7.2 架設工法の分類

7.2.1. 固定支保工式架設工法

この架設工法は、架設工法の基礎をなすもので、これ迄は、支保工式、足場式、スレージング式などと呼ばれて来た工法である。地上又はそれに類する場所に支保工および型枠を組み、橋体を施工する工法である。橋体の施工が完了すると、型枠、支保工を完全に解体し、続けて隣接した場所に使用する場合でも、再度、支保工を最初から組立てる点に特徴がある。この工法は、コンクリート部材および支保工ともに動かないので、5番目の移動支保工式架設工法に対応して、固定という文字を頭に付けて、固定支保工式架設工法と名付けた。

最近プレキャストコンクリート部材が多用される様になったとは云え、この工法の応用範囲は広く、単純桁橋、連続桁橋、ラーメン橋、アーチ橋、小規模斜張橋等いずれの構造形式にも広く応用されている。

固定支保工式架設工法を更に分類すると次の通りになる。

- 1) 支柱式支保工架設
- 2) 梁式支保工架設
- 3) 梁・支柱式支保工架設

1)の支柱式支保工架設は、桁下高さが比較的低い、桁下空間に障害物がない、支保工を支持する基礎地盤が良好である、大型クレーンの進入が困難である等の場合に単管支柱や枠組支柱等を用いて支保工を組み立てる方式である(図-7.1参照)。

2)の梁式支保工架設は、桁下空間を十分に確保する必要がある、桁下高さが非常に高い、支保工を支持する地盤が軟弱である、小河川、水路または道路が交差している、大口径の埋設管等があり、その上に支保工を組むことができない、支保工の組立て、撤去時にクレーンが使用できる、等の場合に、I形鋼またはH形鋼等の梁を図-7.2のように橋脚間にわたし、その上に型枠を組む工法である。

3)の梁・支柱式支保工架設は、桁下空間を一部確保する必要がある、桁下高さが比較的高い、支保工を支持する基

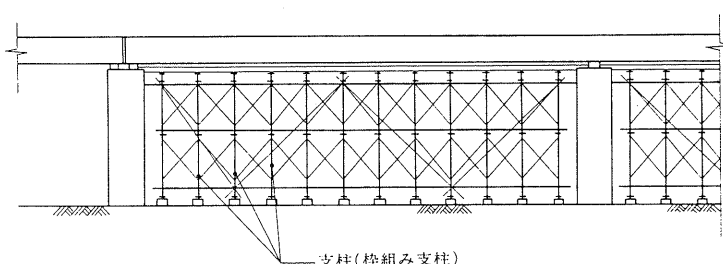


図-7.1 支柱式支保工架設の概念図

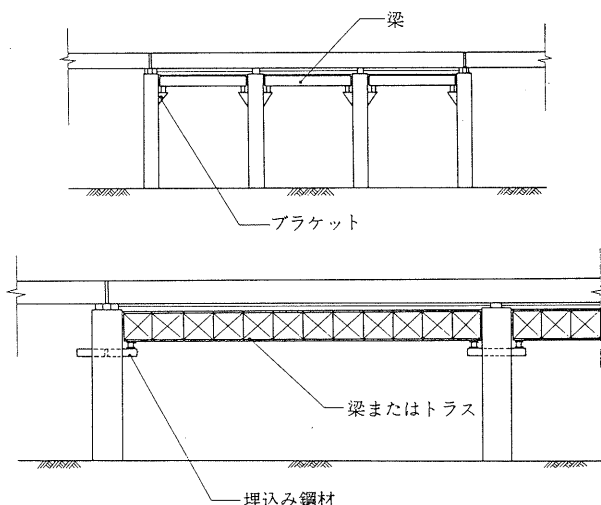


図-7.2 梁式支保工架設の概念図

礎地盤の耐力がある、小河川や水路、または道路が交差している、埋設管やケーブル等の防護が必要である、支保工の組立て、撤去時にクレーンの使用が可能である等の場合に、前記1)、2)を組合せて、支保工を組立てる方式である(図-7.3参照)。

7.2.2. プレキャスト桁架設工法

この工法はプレキャスト単純桁を汎用または専用機械を用いて架設する工法である。プレキャスト桁構造は、支間50m以下の小中規模径間橋に最も広く用いられている構造である。

ここでいうプレキャスト桁とは、専門工場で、または架

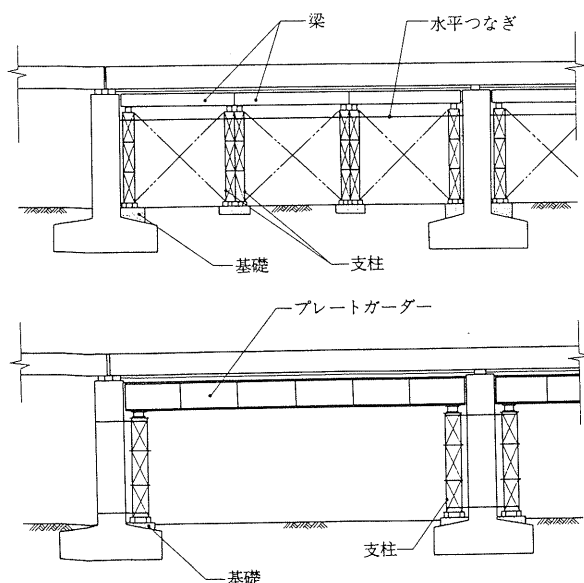


図-7.3 梁・支柱式支保工架設の概念図

橋地点付近に設けられた製作ヤードで製造されたプレキャストコンクリート桁のことを云う。支間20m程度以下では、プレテンション製の桁が多く、それ以上50m程度迄はポストテンション製の桁である。

主な断面形状では、プレテンション桁では、I断面、中空断面、T断面、ポストテンション桁ではT断面である。桁1本当たりの重量は、プレテンションI形桁の0.5t程度からポストテンションT形桁の150t程度迄と、幅が広く、従って、桁の架設工法は、桁の重量、支間等により、汎用機械を用いるものから、特殊な専用装置を用いるもの迄、非常に種類が多い。

以下、表-7.1の分類に従って、概念図を用いて説明する。

1) エレクションガーダー架設

エレクションガーダー架設は、これから架設しようとする径間に予め架けた専用鋼製ガーダーを利用して、プレキャスト桁を架設する工法である。この工法は、装置が大がかりになるため20m程度以上のポストテンションT形桁で、かつ、数径間同じ桁が連続している場合に最も向いている。更に細分すると次のようになる。

① 抱込式架設

この架設工法は、前方と後方をそれぞれ支柱で受けた2組のエレクションガーダーを主体とし、その上を走行する2組の桁吊り装置により、桁の移動及び吊上げ吊下げを行う方法である。架設設備が比較的大掛りとなるが、作業の安全性が高く、橋脚高さ、径間下の地盤並びに河川の影響を受けない(図-7.4参照)。

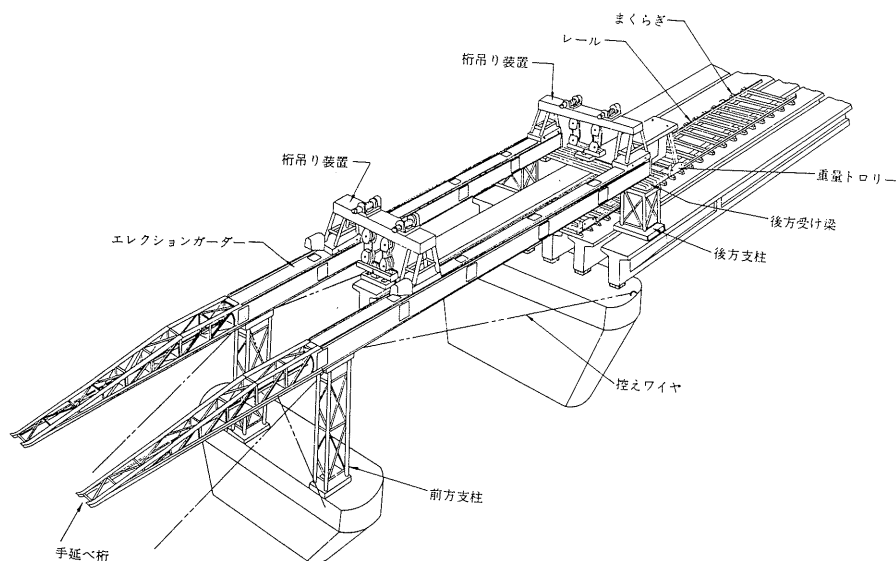


図-7.4 抱込み式架設の概念図

② 下吊り式架設

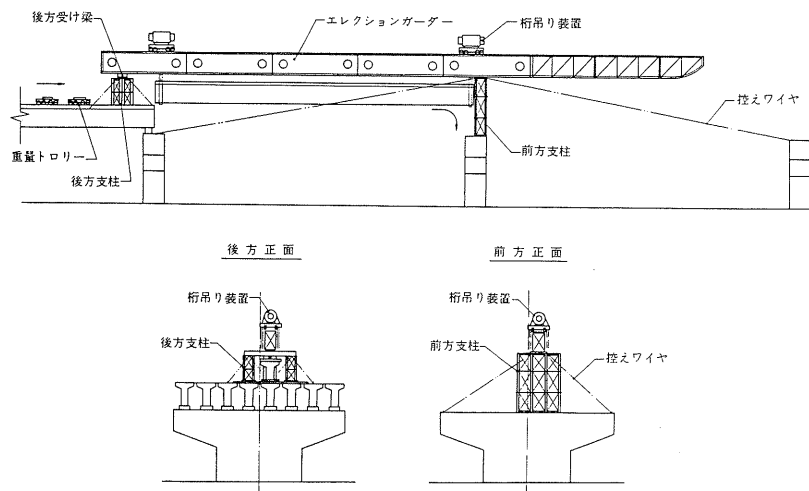
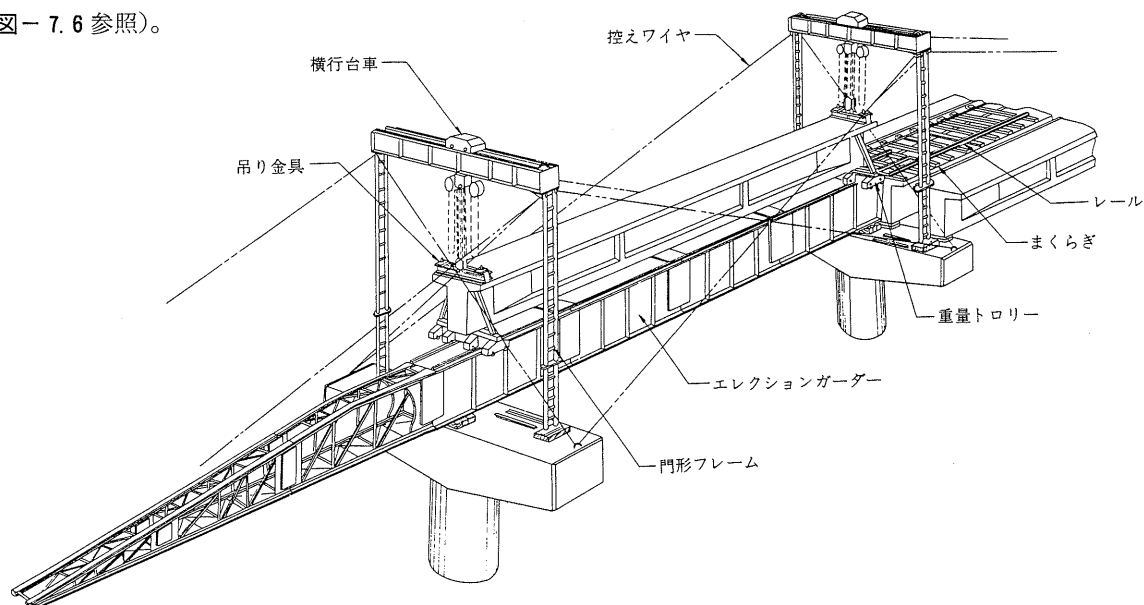


図-7.5 下吊り式架設の概念図

この架設工法は、エレクションガーダーを桁よりかなり高い位置に据え、その上を走る台車から桁を吊りながら引き出す工法である（図－7.5 参照）。

③ 上路式架設

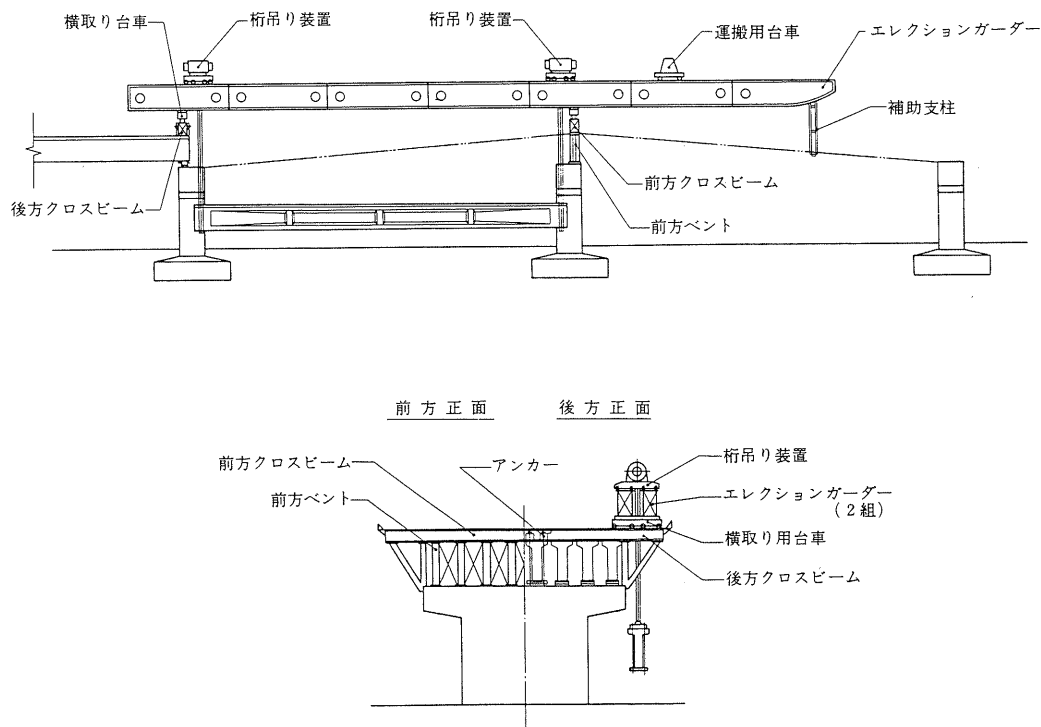
この架設工法は、エレクションガーダーを桁上面に合せて架設し、その上を走る台車に桁をのせ引き出す工法である（図－7.6 参照）。



図－7.6 上路式架設の概念図

④ 抱込み式横取り架設

この架設工法は、①の抱込み式架設工法に横取りの機能を持たせたものである。両支点上に全巾にわたる受け梁を設け、その上をエレクションガーダーが桁を吊り下げた状態で横方向に移動して、橋脚上任意の位置に桁を設置できる工法である（図－7.7 参照）。



図－7.7 抱込み式横取り架設の概念図

⑤ 下吊り式横取り架設

この架設工法は②の下吊り式架設工法に横取り機能を持たせた工法である(図-7.8 参照)。

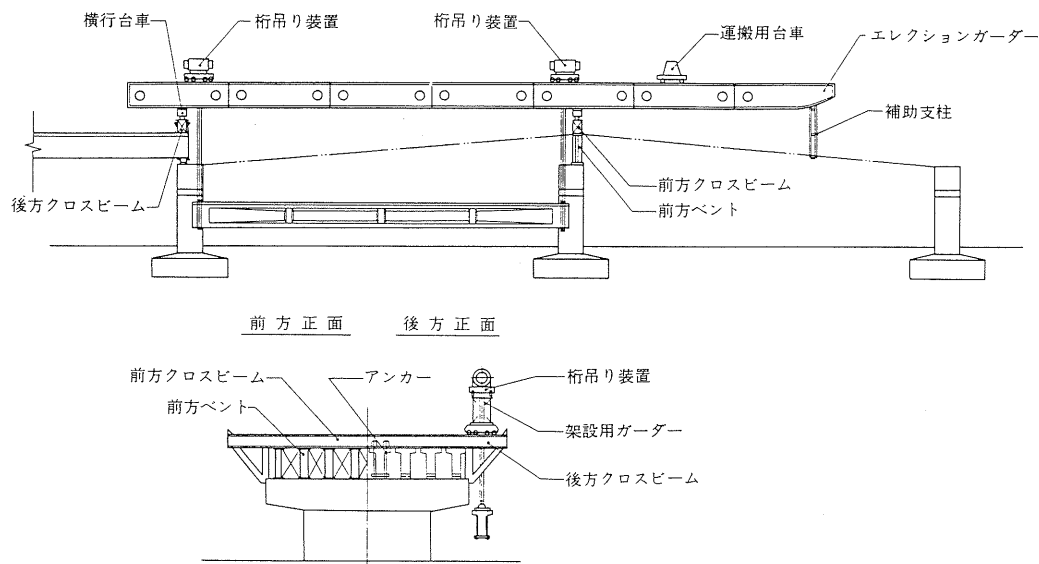


図-7.8 下吊り式横取り架設の概念図

⑥ 抱込み式桁移動架設

この工法は①の抱込み式架設工法のエレクションガーダーを2径間にわたる様に長くした工法である(図-7.9 参照)。

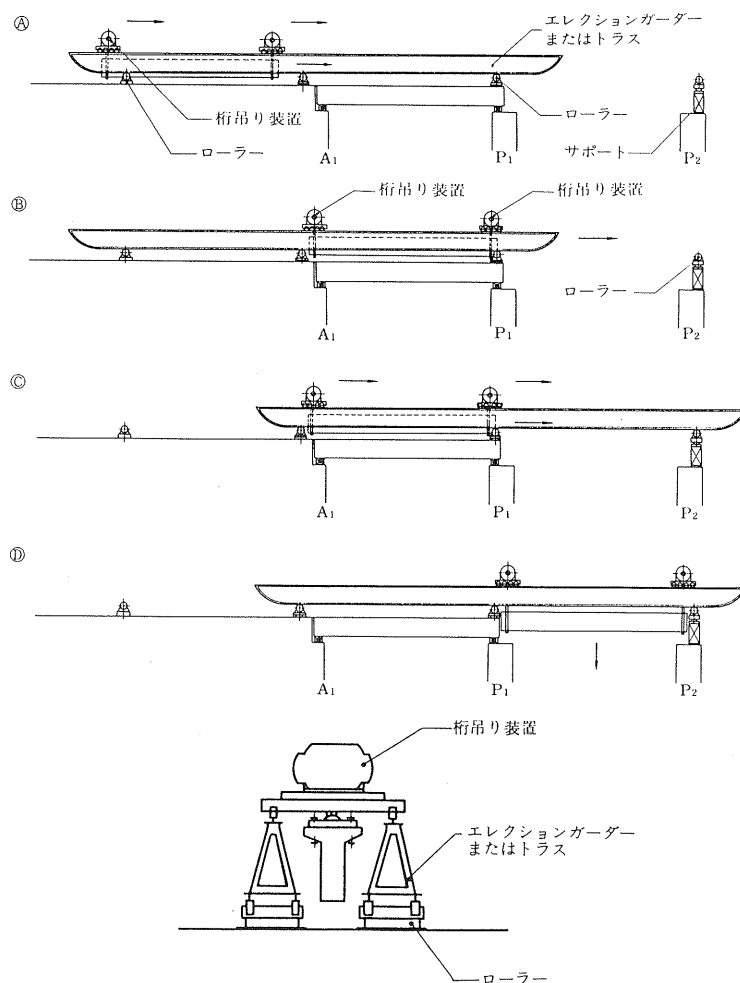


図-7.9 抱込み式桁移動架設の手順および概念図

2) クレーン架設

この架設工法は一般に、小規模径間の小形桁をトラッククレーン等の汎用クレーンを用いて架設する工法である。高架橋等架橋径間にクレーン車が進入できる場合等に適している。海上橋であれば、フローティングクレーンを用いることもできる。タワーエレクション架設は、クレーン架設の中に含まれてはいるが、やや性格が異なり専用の鋼製タワーを前後の橋脚上に立て、そのタワーを結ぶワイヤーに桁の先端を吊りながら引き出す工法である。

① トラッククレーン単吊り架設

この工法は、トラッククレーン1台で桁を吊上げ架設する工法である。小形桁に向いている（写真－7.1参照）。

② トラッククレーン相吊り架設

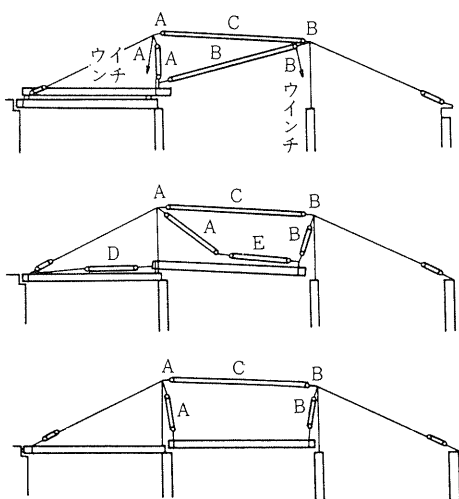
この工法はトラッククレーン2台で桁を吊上げ架設する工法である。クレーン1台当りの能力が小さいとき、または、桁重量が大きいときに相吊り架設となる（写真－7.2参照）。

③ フローティングクレーン架設

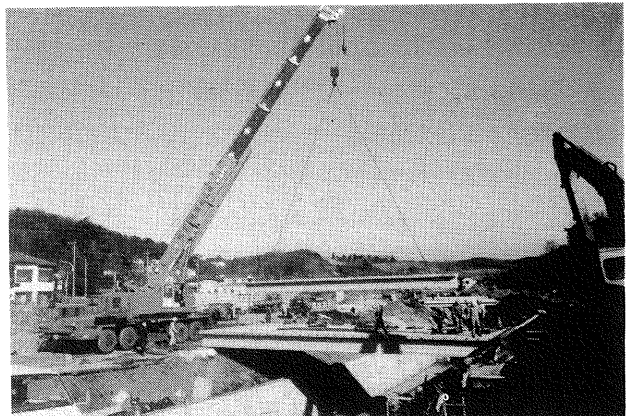
この工法は、海上橋の場合に、フローティングクレーンを用いて架設する工法である（写真－7.3参照）。

④ タワーエレクション架設

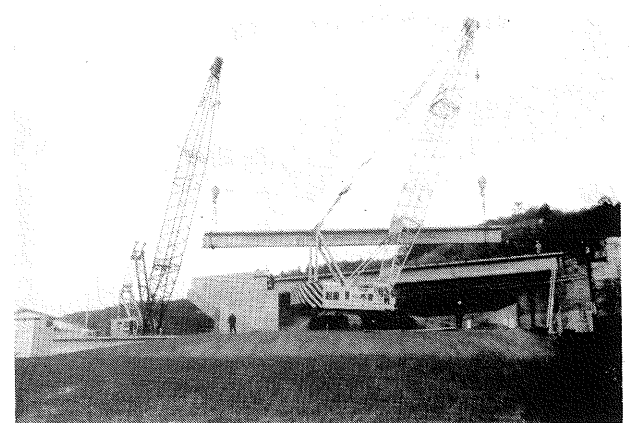
タワーエレクション工法は、架設径間前後の橋脚上に1基ずつ鋼製タワーを据え付け、プレキャスト桁の前端を相吊り方式により吊りながら引出す工法である（図－7.10参照）。



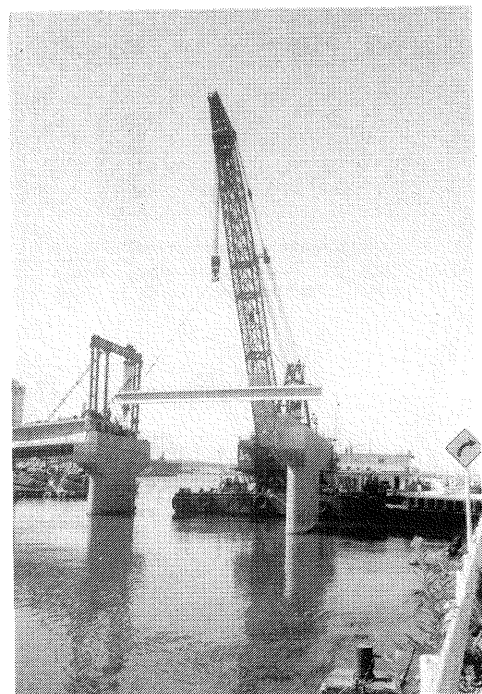
図－7.10 タワーエレクション架設方法の手順



写真－7.1 トラッククレーン単吊り架設



写真－7.2 トラッククレーン相吊り架設



写真－7.3 フローティングクレーン架設

3) 門形クレーン架設

この架設工法は、架設径間の前後の橋脚を跨いで門形クレーンを設置し、その内側に敷設した軌道、またはトレーラー等により、プレキャスト桁を門形クレーン内に搬入し、その吊上げ装置により吊上げ、横取りして、所定の位置に設置する工法である。

① 定置式門形クレーン架設

この工法では門形クレーンの両脚が地上に固定されていて、門形クレーンは移動できない(図-7.11参照)。

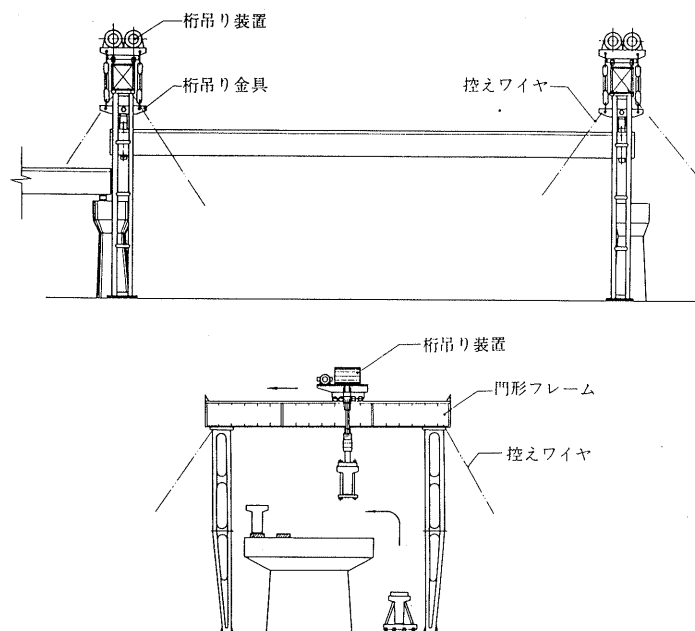


図-7.11 定置式門形クレーン架設の概念図

② 目走式門形クレーン架設

この工法では、門形クレーンが、地上に敷設したレールの上を自走できる構造になっている(図-7.12参照)。

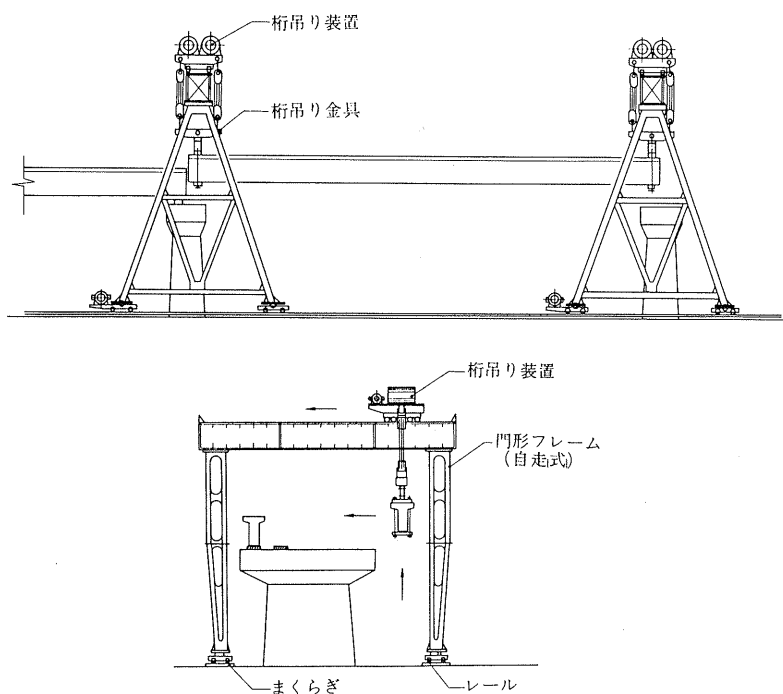


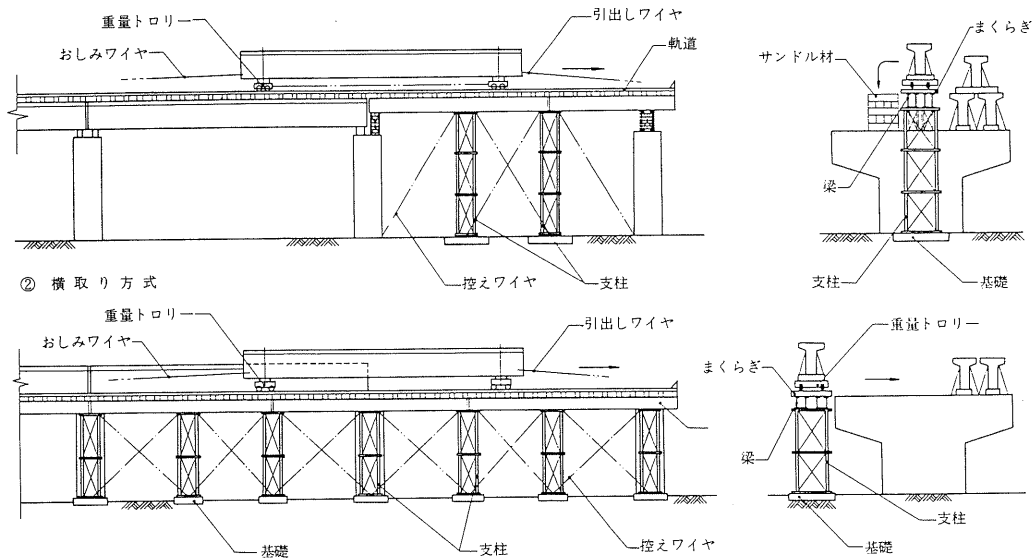
図-7.12 自走式門形クレーン架設の概念図

4) 支保工式架設

この架設工法は、架設径間に地上から、部分的にあるいは全面的に固定支保工を組み、それを利用して、プレキャスト桁を架設する工法である。

① ベント式架設

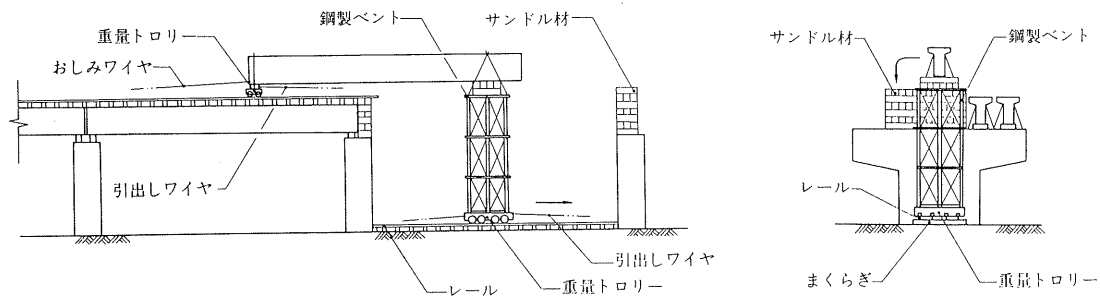
この架設工法は、架設径間全長にわたって組んだ支保工を利用して、プレキャスト桁を引き出す工法である（図－7.13参照）。



図－7.13 ベント式架設の概念図

② 移動ベント式架設

この架設工法は、プレキャスト桁の先端を、地上の軌道の上に組立てられた移動可能なベントに受け、このベントを引き出すことにより架設する工法である（図－7.14参照）。



図－7.14 移動ベント式架設の概念図

7.2.3 張出し架設工法

張出し架設工法は、一般に橋脚より左右対称に支間中央に向って橋体を段階的に片持梁形式で張出していく施工法である。この工法には、場所打ちコンクリート工法とプレキャストブロックコンクリート工法の2工法がある。

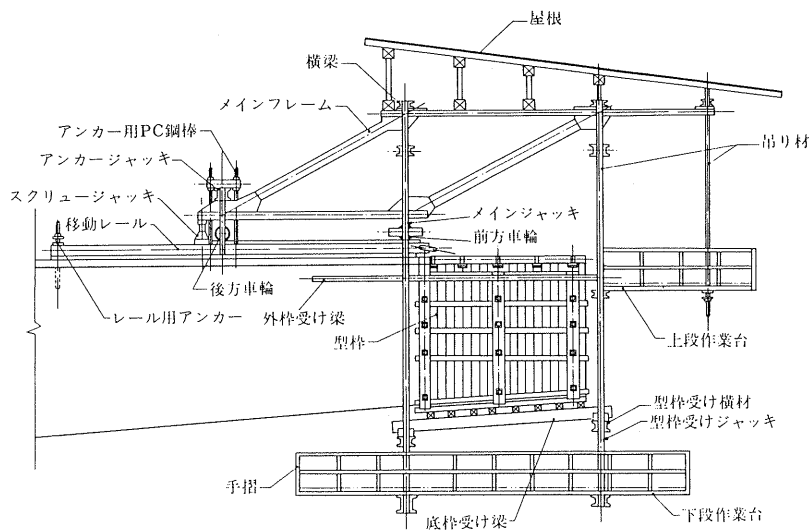
1) 場所打ち張出し架設

この工法は、橋脚柱頭上で左右各方向に1台ずつ組み立てた移動式作業車等から吊下げた型枠内に場所打ちコンクリートを施工し、硬化後にP C鋼材にて、既設部分と一体化する作業を順次繰返しながら支間中央に段階的に、進んでいく工法である。作業車の種類によって更に次のように分類される。

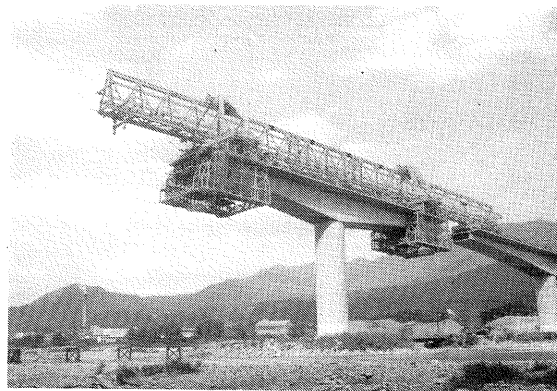
① 移動式作業車を用いた架設

移動式作業車を用い、2～5mずつ進む工法である（図－7.15参照）。

② 移動式架設桁を用いた架設



図－7.15 移動式作業車を用いた架設の概念図



写真－7.4 移動式架設桁を用いた架設

橋脚間に予め架設した移動式架設桁から型枠を吊り、橋脚を中心にして、支間中央に向かって10m程ずつ進む工法である(写真－7.4参照)。

2) 張出しブロック架設

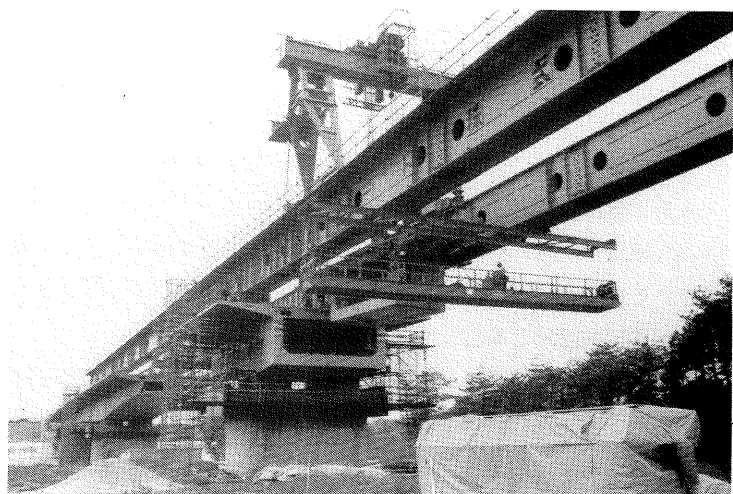
架橋現場近くの製作ヤードまたは工場でマッチキャスト製作したプレキャストブロックをエポキシ樹脂等の接着剤を介してPC鋼材により既設部分と一体化しながら段階的に張出して行く工法である。作業車の種類によって更に次のように分類される。

① エレクションガーダーによる架設

橋脚間に架設した鋼製エレクションガーダー上を走行する吊り装置により、ブロックの運搬、吊上げ、吊下しを行う工法(写真－7.5参照)。

② その他による架設

移動式作業車、エレクションタワー、ケーブルクレーン、門形クレーン、トラッククレーン、フローティングクレーン等を使う方法がある。



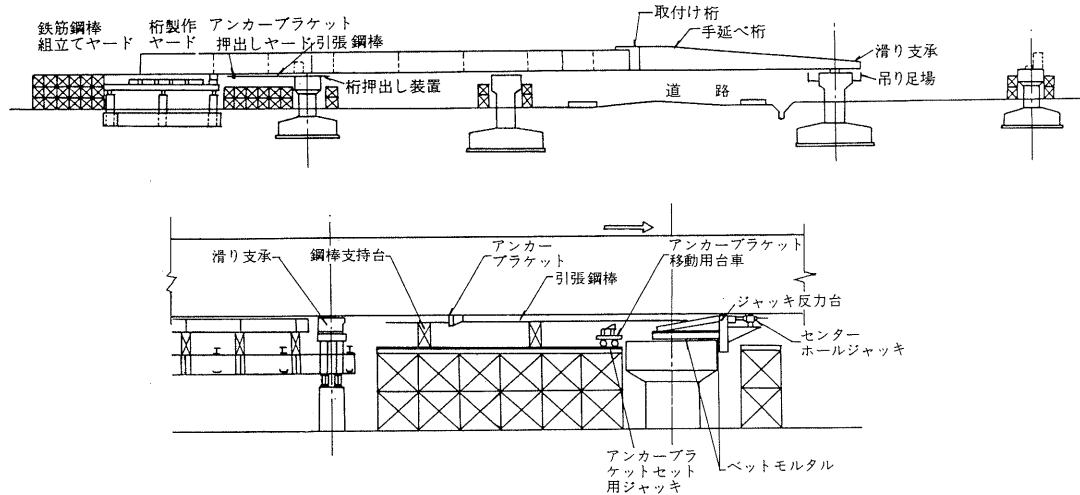
写真－7.5 エレクションガーダーによる架設

7.2.4 押し出し架設工法

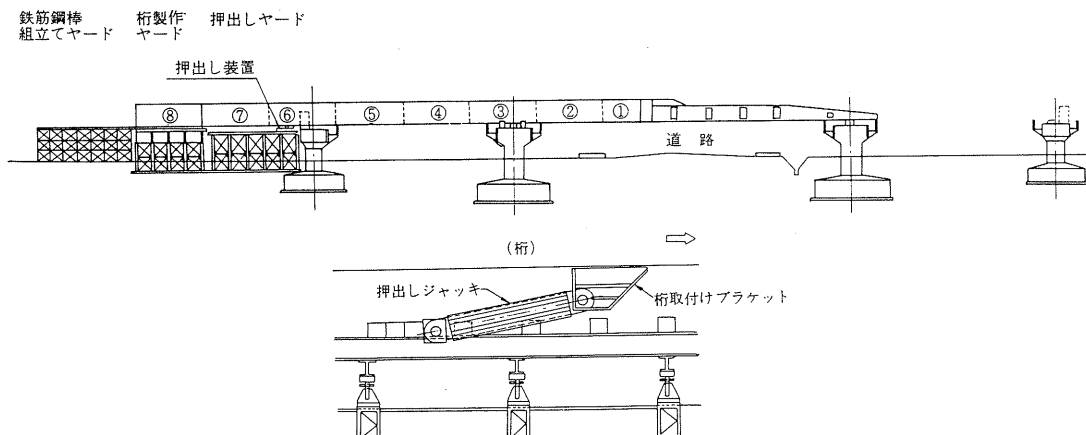
押し出し架設工法は、橋台または第1橋脚の後方に、桁製作ヤードを設け、そこで橋桁を8～20mずつコンクリートを打継ぎながら製作し、順次押し出して行く工法である。

① 集中式押し出し工法

集中式押し出し工法は、橋体の1ヶ所に集中的に水平力を加えて押し出す工法である（図－7.16及び7.17参照）。



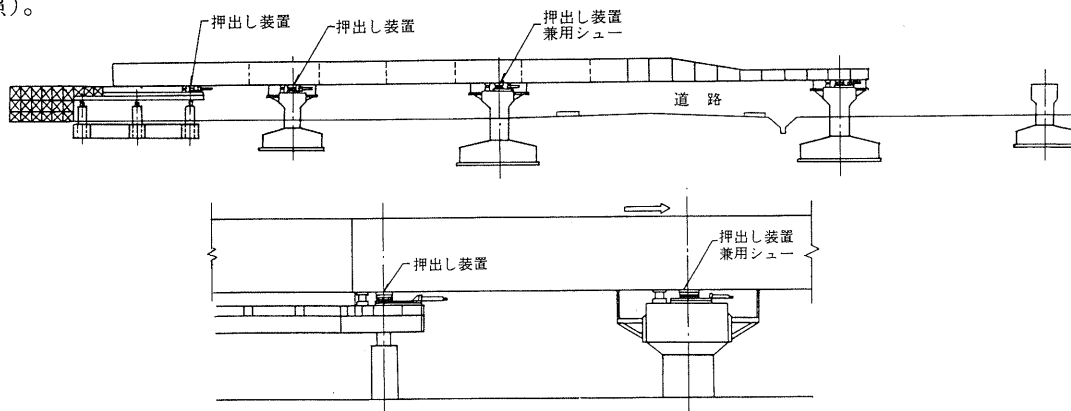
図－7.16 集中式押し出し工法の概念図（その1）



図－7.17 集中式押し出しの工法の概念図（その2）

② 分散式押し出し工法

分散式押し出し工法は、橋体の複数ヶ所に（一般には各橋脚上で）同時に水平力を加えて押し出す工法である（図－7.18参照）。



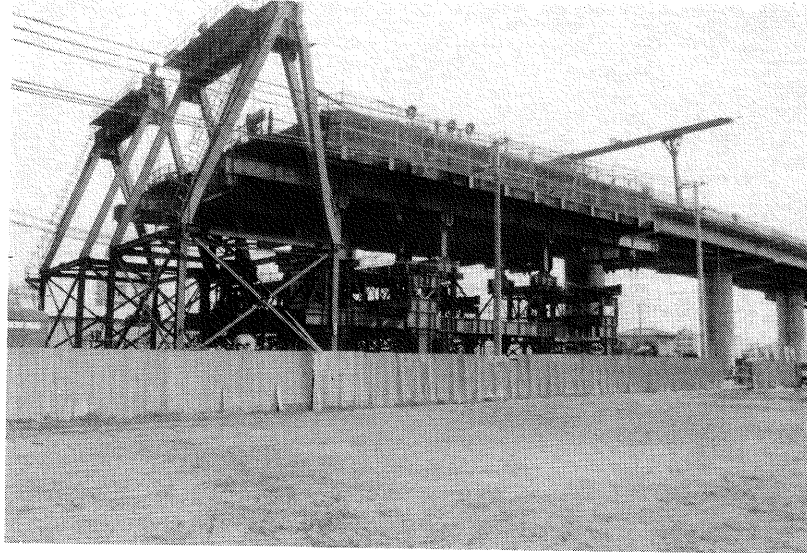
図－7.18 分散式押し出しの工法の概念図

7.2.5 移動支保工式架設工法

移動式支保工は、型枠および支保工を解体することなく、次の径間へそのまま移動出来ることを特長とした架設工法である。

① 接地式移動支保工

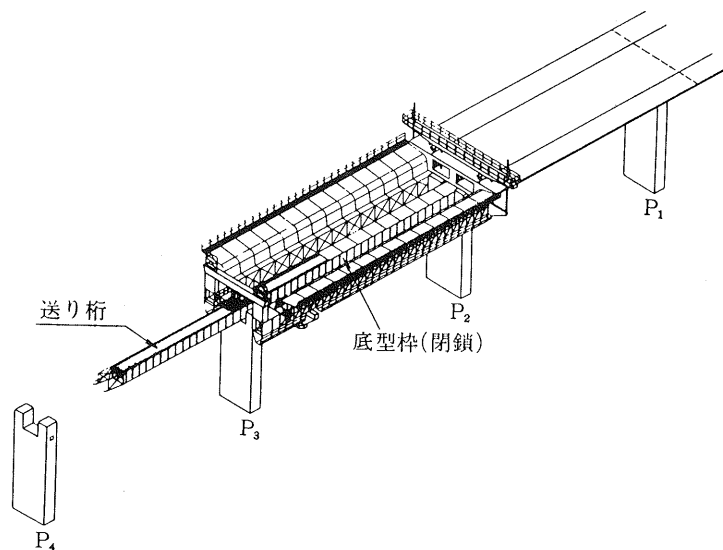
この工法は、地上から組み上げた型枠つき支保工でその径間の施工が終了すると、支保工を解体せず、そのまま次の径間へ移動できる装置を用いる工法である（写真－7.6 参照）。



写真－7.6 接地式移動支保工架設

② 可動支保工

この工法は、一径間全体を同時に施工できる型枠を複数本の鋼製ガーダーの上に乗せた装置を用いて施工する工法である（図－7.19参照）。



図－7.19 可動支保工の概念図

③ 移動吊り支保工

この工法は、一径間全体を同時に施工できる型枠を1本またはそれ以上の鋼製ガーダーから吊下げた装置を用いて施工する工法である(図-7.20参照)。

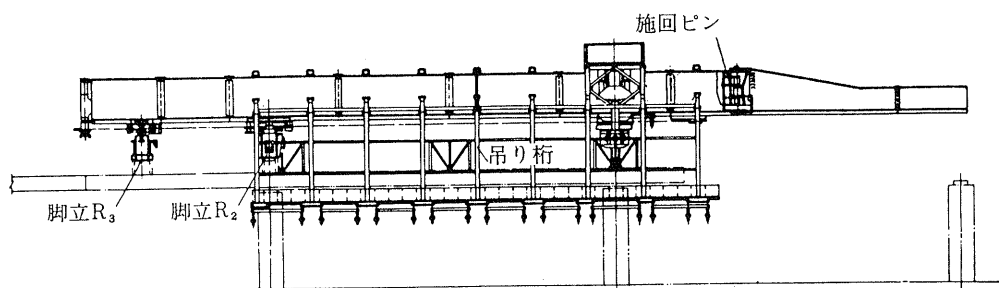


図-7.20 移動吊り支保工の概念図

7.3 架設工法のまとめ

これまで述べて来たように、架設工法は、細かく分類すると、非常に種類が多いことが判る。橋梁計画を行う場合に、架設工法を充分検討しておくことが重要である。特に不静定構造の場合には、架設工法と設計は密接に関連しており、架設方法が決して初めて設計に取りかかるのが一般的な順序である。

表-7.2, 7.3は、その際の判断資料としてまとめたものである。表-7.2は、プレキャスト桁架設工法と施工時の諸条件との関係をまとめたものである。表-7.3は、架設工法全体と適用支間等の諸条件との関係をまとめたものである。

表-7.2 プレキャスト桁架設工法の適用性

架設工法 諸条件		エレクションガーダー式架設						クレーン架設				門形クレーン架設		支保工式架設	
		抱込み式架設	下吊り式架設	上路式架設	抱込み式横取り架設	下吊り式横取り架設	抱込み式桁移動架設	トラッククレーン単吊り架設	トラッククレーン相吊り架設	フローティングクレーン架設	タワーエレクション工法	定置式門形クレーン架設	自動式門形クレーン架設	ベント式架設	移動ベント式架設
桁製作 ヤード	取付け道路または高架上で製作	◎	◎	◎			○	△	○		◎		△	○	○
	架設橋梁の下付近に使用可能				◎	◎	○	◎	◎		△	○	◎		
桁上 桁下 空間	架橋地点の上空に障害物がある	◎	○	○	◎	◎	○		△			△	△	◎	◎
	桁下に河川がある	◎	◎	◎			○				○				
	桁下に鉄道がある	◎	◎	○			○		△						
	桁下に道路がある	◎	◎	○	○	○	○	○	○		○	△			
桁重量	軽量である(約10トン以下)	○	○	○	○	○	○	◎	○	○	○	○	○	○	○
	重	◎	◎	◎	◎	◎	◎	△	◎	○	○	○	○	○	○
	非常に重い(約100トン以上)	◎	○	○	◎	○	△		○	◎	△	◎	○		◎
工程上	桁を一時的に全数ストックする	◎	○	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	○	○	◎	△	△
	桁製作と並行して架設する	○	○	○	○	○	○				○	○	○	○	○
	既架設桁床版打設後すぐにも架設したい	△	△	△	◎	◎	◎	◎	◎	◎	△	◎	◎	△	△
橋脚の 条件	橋脚幅に余裕がない	○	○	○	○	○	○	◎	◎	○	△	◎	◎		
	橋脚の橋軸方向の幅に余裕がない	◎	○	○	○	○	○	○	○	○	△	◎	◎		
	ストッパー等の突起がある	◎		○	◎	○	◎	◎	◎	○	△	◎	◎	△	△
線形 および 勾配	橋梁に曲線が入っている	◎	○	○	◎	○	○	◎	◎	◎	△	◎	◎	○	○
	縦断勾配が非常に大きい	○	△	○	○	○		○	○	○	△	○	○	○	○
その他	斜角が非常に大きい	◎	△	○	◎	△	◎	◎	◎	◎	△	◎	◎	○	△
	河川または海上から架設する	○			◎	◎	○			◎	○				
	地震突風に対して安全であるか	◎	○	○	◎	○	○	◎	◎	○	△	○	○	△	△
	架設機のアンカーが橋脚にしかとれない	◎	○	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎			◎	○	○

表-7.3 架設工法の適用性

架設工法 諸条件	固定 支保工式 架設	プレ キャスト 桁架設	場所打ち張出し架設		張出し ブロック 架設	押出し 架設工 法	移動支保工式架設		
			移動式作 業車を用 いた架設	移動式架 設桁を用 いた架設			接 地 式 移動 支 保 工	移動吊り 支保工	可 動 支 保 工
支 間	20～40m	◎	◎			◎	◎	◎	◎
	40～60m	◎	○	○	○	◎	○	○	○
	60～80m	○		◎	◎	○		△	△
	80～100m	△		◎	◎	△			
	100～200m			◎	○	△			
	200m以上			◎					
最大支間外国実績 (m)	(注)(1)181.0	(3) 90.0	(5) 270.0	(7) 110.0	(9) 182.9	(11) 168.0		(14) 45.4	(16) 55.0
最大支間国内実績 (m)	(2)67.85	(4) 50.0	(6) 240.0	(8) 84.5	(10) 85.0	(12) 63.0	(13) 36.0	(15) 45.0	(17) 35.0
支間の変化に対する融通性	◎	○	◎	◎	○	○	○	△	△
線形や拉幅に対する融通性	◎	○	○	○	○	△	◎	○	○
小規模橋梁に対する適応性	◎	◎	○	△	△	○	◎	△	△
多径間橋の場合の有利性	△	◎	○	◎	○	◎	◎	◎	◎
桁下空間の確保	△	◎	◎	◎	○	◎	△	◎	◎
桁下に対する安全性	△	○	◎	◎	○	◎	◎	◎	◎
施工の機械化	△	○	◎	◎	◎	◎	○	◎	◎
施工速度	△	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
資機材の運搬	○	○	○	◎	○	◎	◎	◎	◎

〔注〕 (1)サンディゴ橋 (2)門崎跨道橋 (3)リガ市(ソ連)橋 (4)戸板島橋 (5)パラグアイリバー橋 (6)浜名大橋 (7)サビオ橋 (8)月夜野大橋
(9)コロンビアリバー橋 (10)神島大橋 (11)ヴェルト橋 (12)幌萌大橋 (13)東灘橋 (14)レンネタール橋 (15)AS21工区(その1) (16)マインツ橋
(17)新居高架橋

1983年12月現在の道路橋

7.4 架設設備に作用する荷重および許容応力度

架設設備を設計する際には、荷重として鉛直方向荷重、水平方向荷重、衝撃、風荷重、地震荷重等を考慮して、その安全性を検討する必要がある。またその際の材料許容応力度、および安全率は、労働省令クレーン等安全規則、および労働省告示クレーン構造規格等によらねばならない。

7.4.1 荷 重

① 鉛直方向荷重

鉛直方向荷重は、これから架設しようとする桁（以下架設桁という）の自重および架設設備の重量である。

② 水平方向荷重

水平方向荷重は、架設桁の水平分力、引出しに伴う始動力、および慣性力であるが、一般には、これらの合計として架設自重の10%程度の値を用いる。

③ 衝撃

架設設備に作用する衝撃は、できるだけ小さくなるように設備を計画し、架設作業を行うことが大切である。衝撃の値は、正確には明らかでないが、従来の経験から架設桁自重に対して、表-7.4の値を用いれば安全である。

表-7.4 架設設備に作用する衝撃の値

作 業 名	衝撃値%	作 業 名	衝撃値%
ジャッキング	0	ガーダーエレクション	20
横 取 り	0	門形架設機	20
吊上げ、吊りおろし	20	ステーキング、移動ペント	20
引出し、回転	20		

クレーンの強度計算においては、クレーン構造規格の第11条に定められた衝撃係数および作業係数を用いる。

④ 作業荷重

場所打ちコンクリートの場合の作業荷重は一般に表-7.5に示すような値が用いられている。

表-7.5 作業荷重

	作 業 荷 重	
土 木 学 会	250kg/m ²	衝撃を含む
建 築 工 事 標 準 仕 様 書	250kg/m ²	衝撃を含む
労 働 安 全 衛 生 規 則	150kg/m ²	衝撃を含む
労働省産業安全研究所提唱	$l \leq 1 \text{ m}$	350kg/m ²
	$1 \text{ m} < l < 5.5 \text{ m}$	$\frac{350}{\sqrt{l}} \text{ kg/m}^2$
	$l \geq 5.5 \text{ m}$	150kg/m ²
	l : 支柱, または梁 1 本の負担領域の長辺の長さ(m) 衝撃を含む	

⑤ 風荷重, 地震荷重

クレーン等安全規則の適用を受ける設備を設計する際の風荷重および地震荷重はクレーン構造規格第9条, 第10条参照のこと。

7.4.2. 鋼材の許容応力度

クレーン構造規格の適用を受ける設備の許容応力度は次のようになっている。

$$\begin{aligned} \sigma_{ta} &= \frac{\sigma_e}{1.5} & \sigma_e &: \text{鋼材の降伏点 (kg/cm}^2\text{)} \\ \sigma_{ca} &= \frac{\sigma_{ta}}{1.15} & \sigma_{ta} &: \text{許容引張応力度 (kg/cm}^2\text{)} \\ \sigma_{bat} &= \sigma_{ta} & \sigma_{ca} &: \text{許容圧縮応力度 (kg/cm}^2\text{)} \\ \sigma_{bat} &= \frac{\sigma_{ta}}{1.15} & \sigma_{bat} &: \text{引張応力の生ずる側における許容曲げ応力度 (kg/cm}^2\text{)} \\ \tau &= \frac{\sigma_{ta}}{\sqrt{3}} & \sigma_{bac} &: \text{圧縮応力の生ずる側における許容曲げ応力度 (kg/cm}^2\text{)} \\ \sigma_{da} &= 1.4 \sigma_{ta} & \tau &: \text{許容せん断応力度 (kg/cm}^2\text{)} \\ \sigma_k &= \sigma_{ca} \quad (\lambda < 20) & \sigma_{da} &: \text{許容支圧応力度 (kg/cm}^2\text{)} \\ \sigma_k &= \frac{1}{\omega} \cdot \sigma_{ca} \quad (20 \leq \lambda \leq 200) & \sigma_k &: \text{許容座屈応力度 (kg/cm}^2\text{)} \\ & & \omega &: \text{座屈係数} \\ & & \lambda &: \text{有効細長比} \end{aligned}$$

7.4.3 木材の許容応力度

木材のせんい方向の許容応力度は次の様な値になっている(表-7.6 参照)。

表-7.6 木材の許容応力度

木 材 の 種 類		許容応力度 (kg/cm ²)			
		引 張	圧 縮	せん断	曲 げ
針葉樹	あかまつ, くらまつ, からまつ, つが, ひば, ひのき, べいまつ, べいひ	90	80	7	90
	すぎ, もみ, えぞまつ, とどまつ, べいすぎ, べいつが	70	60	5	70
広葉樹	かし	130	90	14	130
	くり, なら, ぶな, けやき	100	70	10	100

7.5 架設時の安全に関する検討

(1) 固定支保工式架設工法

鳥井形建桝を用いる桝組み式支保工について検討する。

① 鉛直荷重

鳥井形建桝 1 基当りに作用する荷重 P およびその許容荷重 P_a は実験に基づき決められている。ただし、 P_a は建桝のタイプ、荷重の作用する位置、層数によって変わってくる。両者を比較して $P/P_a > 1$ でなければならない。 P_a は一般に 2～2.5 の安全率をみて定められている。

② 水平荷重

水平荷重は、鉛直荷重の 5 % が支保工上端に水平に作用するものとして、建桝、その他連結部材の鋼材応力度を求め許容応力度を下廻るようにしなければならない。

(2) プレキャスト桁架設工法

一般に次のような状態について安全性の検討が必要である。

- (a) 桁の仮支持
- (b) 桁の横方向への傾斜
- (c) 桁の横座屈
- (d) 桁吊上げ時の縦方向への傾斜
- (e) 既架設桁上における桁の縦取り

紙面の都合で、桁の横座屈のみについて触れることにする。

一般に桁の横方向座屈をおこす限界等分布荷重 W_{cr} は次式によって近似的に求めることができる。

$$W_{cr} = \frac{m \sqrt{B \cdot C}}{\ell^3}$$

ここに m : 桁の支承条件によって求まる定数

B : 横方向曲げ剛度 $E_c \cdot I_h$

C : ねじり剛度 $G \cdot J$

ℓ : 支持支間

安全率 F は、桁の単位長さ当りの重量 W_{do} との比として、次のように求まる。

$$F = W_{cr} / W_{do}$$

W_{cr} の値は、桁端の回転に対する拘束の状態によって決まる定数 m によって変わる。桁端が回転に対して完全に拘束される場合は $m = 28.3$ となり、回転に対して弾性的に支承されている場合は、端拘束スプリング定数 $\frac{L \cdot R_x}{2C}$ の関数として、図-7.21 より m が求められる。
 $\frac{L \cdot R_x}{2C}$ は次式から求められる。

$$\frac{L \cdot R_x}{2C} = \frac{0.533\alpha - 0.0342\alpha^2}{1 - 0.367\alpha + 0.0159\alpha^2}$$

ここに α : 吊りワイヤが水平となす角度 (ラジアン)

安全率に関しては、これ迄の過去の経験から、一般に次のようにいわれている。

$F \geq 4$ 架設中常に安全である。

$4 > F \geq 2.5$ 架設中の桁の傾きを想定し、上縁隅に引張り応力が発生するようであれば、引張り鉄筋等により十分補強しておく必要がある。

$F > 2.5$ 断面性能を改善するかまたは架設中の安全対策を講ずるのがよい。

(3) 押出し架設工法

押出し架設工法施工時の安全性については、架設桁の転倒および滑動について検討する必要がある。

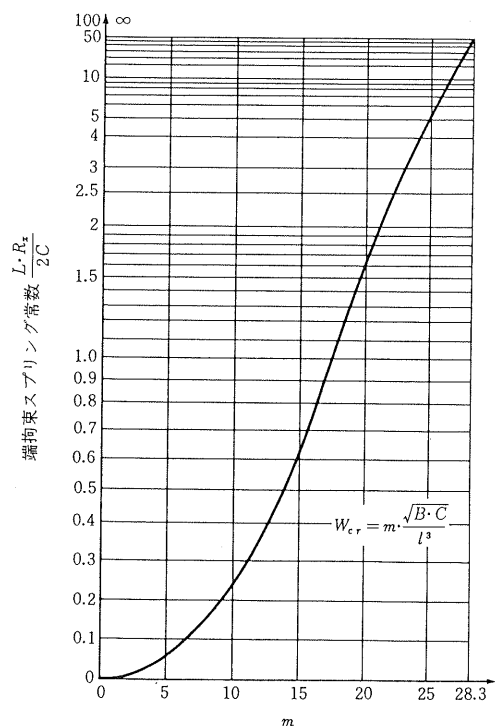


図-7.21 端拘束スプリング定数と m の関係

① 転倒

架設桁の転倒に対する検討を行うにあたっては、特に押し架設の初期における照査が重要である。例えば、図-7.22に示すように、手延べ桁の先端が第2支点 P_1 にかかる直前の状態で、第1支点 A_1 に関するつり合いを計算し、前方に転倒しないことを確認しなければならない。

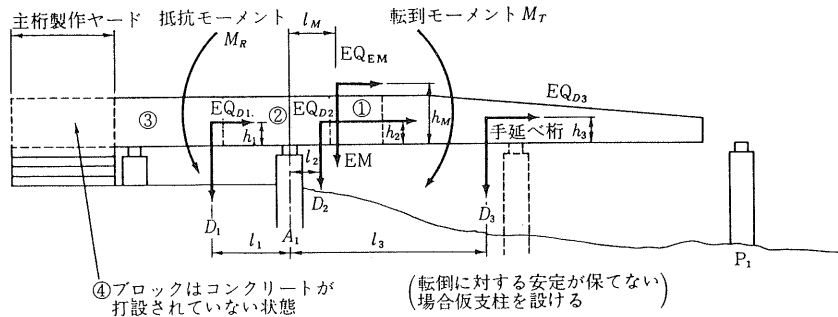


図-7.22 押し架設時の荷重と支承状態

転倒に対する安定が得られない場合には、ヤードの位置を後方に移動して控え長を十分にとるか、 $A_1 \sim P_1$ 間に仮支柱を設けるなどして、安全に架設できるような措置を講じなければならない。

ここに

D_1 : A_1 より後方の主桁の自重

D_2 : A_1 より前方の主桁の自重

D_3 : 手延べ桁の自重

EM : 架設資材荷重

EQ_{D1} , EQ_{D2} , EQ_{D3} , EQ_{EM} : D_1 , D_2 , D_3 , EM に対する地震時水平力

M_T : 転倒モーメント

$$M_T = D_2 \cdot l_2 + D_3 \cdot l_3 + EM \cdot l_M + EQ_{D1} \cdot h_1 + EQ_{D2} \cdot h_2 + EQ_{D3} \cdot h_3 + EQ_{EM} \cdot h_H$$

M_R : 抵抗モーメント

$$M_R = D_1 \cdot l_1$$

$$\frac{M_R}{M_T} : \text{安全率} (> 1.2)$$

② 滑動

押し作業の初期の段階で主桁が滑動すると架設桁の転倒に発展しかねないので、十分な安全性の検討が必要である(図-7.23参照)。

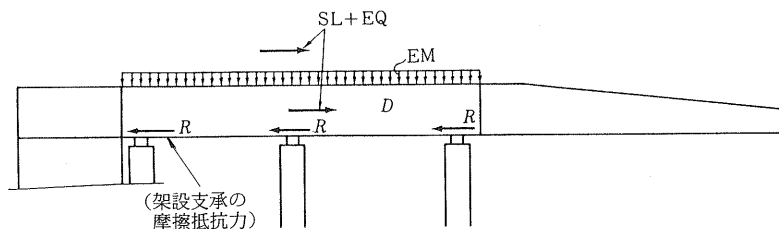


図-7.23 滑動に関する荷重

(4) 張出し架設工法

張出し架設工法を細分すると、いくつかの工法に分類されるが、ここでは、施工例の多い場所打ち張出し架設のうち移動式作業車を用いた架設を行う際の安全性の検討の例を示す。

① 移動式作業車の転倒に対する安全性の検討

移動式作業車は図-7.24に示すようにA点およびB点で既設桁に固定された状態で、新設ブロックの重量 W_c および作業車の自重 W_w を保持することになる。移動式作業車はB点を中心にして右回りに回転しようとするので、A点において既設の桁の中に固定したアンカーにより移動式作業車が浮き上がらないようにする。アンカーに生じる張力を T とすれば、

$$T = \frac{1}{h} (W_c \cdot h_c + W_w \cdot h_w)$$

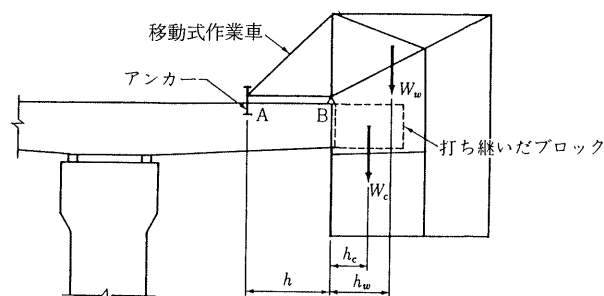


図-7.24 移動式作業車の転倒

アンカーの断面積を A 、許容応力度を σ_{sa} とすれば、次の関係を満足するように、アンカーの断面積を決めるのがよい。

$$A > \frac{1}{h \cdot \sigma_{sa}} \times (W_c \cdot h_c + W_w \cdot h_w)$$

② 桁の転倒に対する安全性の検討

アンバランス状態の例として図-7.25に示すように2基目の移動式作業車のスペースをつくるために、橋脚右側が2ブロック分先行し、1基目の移動式作業車が先端に寄った状態を考えてみる。連続桁橋の施工では、橋脚上にアンカーバーを組込んだ仮支承A、Bをおき、桁を橋脚を仮固定した状態で、張出し作業を行う。仮支承A、Bの支力を R_A, R_B (上向きを正とする) とすると次の関係が成立する。

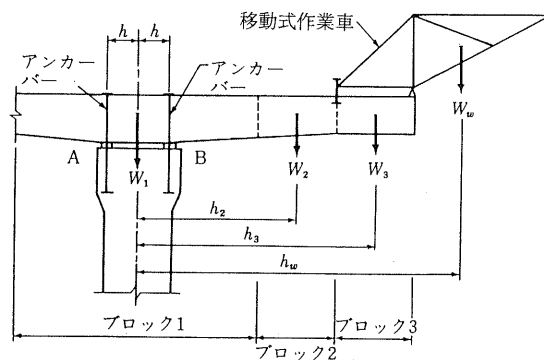


図-7.25 桁の転倒

$$-2h \cdot R_A + W_1 \cdot h = W_2 \cdot (h_2 - h) + W_3 \cdot (h_3 - h) + W_w \cdot (h_w - h)$$

$$R_B = -R_A + W_1 + W_2 + W_3 + W_w$$

したがって

$$R_A = -\frac{1}{2h} \{ W_2 \cdot h_2 + W_3 \cdot h_3 + W_w \cdot h_w \} + \frac{1}{2} \{ W_1 + W_2 + W_3 + W_w \}$$

$$R_B = \frac{1}{2h} \{ W_2 \cdot h_2 + W_3 \cdot h_3 + W_w \cdot h_w \} + \frac{1}{2} \{ W_1 + W_2 + W_3 + W_w \}$$

この例では、 R_A が負になるので、仮支承Aのアンカーバーには、引張力が、逆に仮支承Bには圧縮力が働くことになる。施工完了迄に予想される種々のアンバランス状態について、 R_A, R_B を求め、その最大値から、アンカーバーの太さと本数、仮支承の大きさと個数が決ってくる。

(5) 移動支保工式架設工法

移動支保工式架設工法は、急速安全施工に重点をおき型枠の着脱ならびに支保工の移動を容易にして、一径間単位で橋体の施工を可能にする機械化された支保工を使う工法である。このため、固定支保工式架設工法に比較して、点検箇所が非常に少なくなり、安全性が高められている。しかし、支保工の架設桁の変形に対する拘束、および支保工の滑動に対する検討等は重要である。

7.6 技術計画と工程

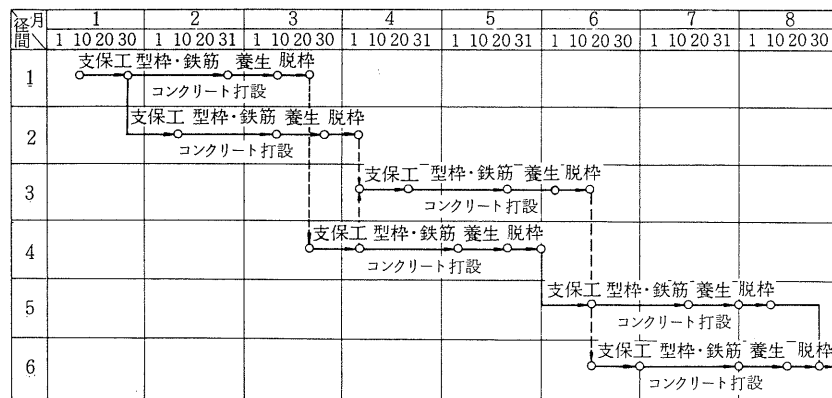
各架設工法の技術計画と代表的な工程の例を示す。

7.6.1 固定支保工式架設工法

固定支保工式架設工法の技術計画を表-7.7に、工程例を図-7.26にそれぞれ示す。

表－ 7.7 固定支保工式架設工法の技術計画

工 種	内 容
(a) 準備工	
① 工事用道路	材料、機械等の運搬用の道路計画
② 測 量	道路中心線、径間長、斜角、支承位置等の測量
(b) 桁製作工	
① 支保工ならびに基礎	支保工形式、使用材料（地盤、地形、環境等を考慮）、支保工基礎の沈下の検討、仮設梁のたわみ 型枠の上げ越し量（支保工の弾性変形、支保工間のすき間、プレストレスによるそり） 支保工の転倒防止（コンクリート打込み中の偏心荷重、強風による水平荷重、地震による水平荷重等に対する支保工の水平部材、対傾向による補強）
② 型 枠 工	型枠の材質、構造、寸法、強力な振動機による型枠の変形、内型枠搬出口の配置と鉄筋補強、型枠の取り外し方法
③ 鉄 筋 工	鉄筋の材質 支承のアンカーボルト、P C鋼材、定着具、ならびに補強鉄筋と各種鉄筋等との配置関係 鉄筋の入荷時期と加工期間
④ P C鋼材工	P C鋼材の材質、P C鋼材の入荷計画と貯蔵方法、P C鋼材の配置順序計画、P C鋼材の加工場所、P C鋼材定着具取付け金具、P C鋼材保持鋼材枠（スベーサー）の設計
⑤ コンクリート工および養生工	コンクリート練り計画 現場プラント計画、または生コンクリート工場の決定、配合設計、品質管理 コンクリート打込み計画 コンクリート運搬車の配車計画、打設機械（ホッパー、ベルトコンベアー、コンクリートポンプ車）、打設器具（振動機、シュート等）、打込み方法（片押し、層打ち等）、打設労務者配置、桁内埋込み物（ジャッキ受金具、付帯物取付け金具、支承、排水桝）、振動機の使用方法的注意事項、打設中の事故対策 コンクリートの養生 養生の方法、および施設
⑥ プレストレッシング工	緊張機械、およびそのキャリブレーションについて、緊張機械保持器具、小道具、緊張順序、緊張力、緊張管理計画、試験緊張、緊張作業上の注意事項、安全対策
⑦ グラウト工	配合設計、グラウト試験方法、器具（グラウトミキサー、ポンプ、小道具）、グラウト注入・排出口の装置と配置間隔、グラウト前のシース内の清掃道具（コンプレッサーなど） グラウト作業方法、給水計画、保温設備
⑧ 雑 工	P C鋼材定着部の後埋めコンクリートの配合、ならびに型枠計画
(c) 橋面工	
① 地 覆 工	コンクリート打込み計画 支保工・型枠（地覆の型枠支保工は、スラブや桁に固定されるのが一般であり、このためにボルトまたはアンカーなどの固定金具をあらかじめ桁製作時に埋め込んでおく必要がある）
② 高 欄 工	高欄の入荷時期、現地塗装、施工時期、据付け方法
③ 排 水 工	排水桝の配置位置の検討と桁の切欠き 添加物取付け金具（ボルト）の桁への埋込み
④ 伸縮装置工	施工方法の検討、埋込み金具などがある場合の桁端の処理
⑤ 交通施設工	照明灯および標識柱の据付け台、ならびに配管
⑥ 雑 工	添加物取付け金具
(d) 支 承 工	プレストレスを与えたときの弾性変形、クリープ、乾燥収縮、温度変化等による桁の短縮を考慮した上シュールと下シュールの配置検討、製作発注時期と桁製作工程、固定・可動の確認、台座モルタルの施工方法



図－7.26 固定支保工式架設工法による高架橋工事工程表例

7.6.2 プレキャスト桁架設工法

プレキャスト桁架設工法の技術計画を表－7.8 に、工程例を図－7.27 にそれぞれ示す。

表－7.8 プレキャスト桁架設工法の技術計画

工 種	内 容
(a) 準備工	「表－7.7 固定支保工式架設工法の技術計画」参照
① 工事用道路	
② 測 量	
(b) 桁製作工	
① ヤード計画	桁製作ヤード，ならびに桁仮置きヤードの場所の選定 桁製作台ならびに桁仮置き台の数量
② 型 枠 工	型枠の材質，構造，寸法，型枠の製作期間，型枠組数，P C 鋼材定着部型枠の設計，埋込み金具計画，桁製作そりの計算
③ 鉄 筋 工	「表－7.7 固定支保工式架設工法の技術計画」参照
④ P C 鋼材工（シースを含）	〃
⑤ コンクリート工および養生工	〃
⑥ プレストレッシング工	〃
⑦ グラウト工	〃
⑧ 雑 工	〃
(c) 桁運搬架設工	
① 桁運搬工	桁運搬路，桁運搬機械ならびに器具 桁運搬作業 桁のせり上げ，横移動，縦移動，桁上下移動等の方法
② 桁架設工	桁架設方法（桁架設方法は架設地点の状況，桁の連数，桁の構造，重量，下部工の構造等によって適した架設機械が選ばれる） 桁架設機械器具（タワー，エレクションガーダー，門形クレーン，ステーキング，移動ベント，アンカー，ワイヤー滑車，ウインチ等） 桁架設作業 桁の支持点，桁の許容傾斜角度，桁の振動，衝撃荷重，偏心荷重，風荷重等に対する配慮，桁転倒防止方法，桁架設機械の組立て，移動，解体，運搬，電力容量
③ 雑 工	
(d) 横桁および床版工（桁製作工と同じ項目について検討する）	
① 型 枠 工	横桁，および床版コンクリートの型枠支保工 作業足場と転落防止設備
② コンクリート工	横桁，ならびに床版コンクリートと桁の打継ぎ面の処理
③ プレストレッシング工	緊張作業用の足場

工 種	内 容
④ 雑 工 (e) 橋 面 上 ① 地 覆 工 ② 高 欄 工 ③ 排 水 工 ④ 伸縮装置工 ⑤ 交通施設工 ⑥ 雑 工 (f) 支 承 工	材料、作業道具などが道路上に落下しないための防護工 「表-7.7 固定支保工式架設工法の技術計画」参照 「表-7.7 固定支保工式架設工法の技術計画」参照

工 程 表 (バーチャート)

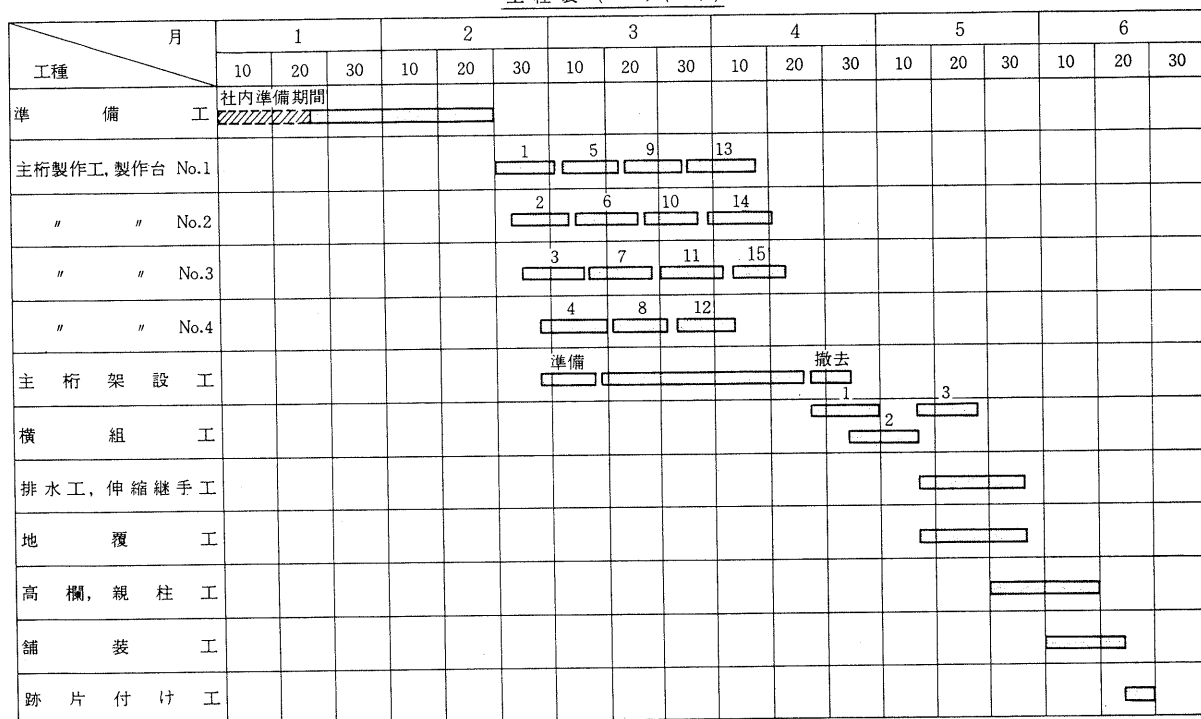


図-7.27 プレキャスト桁架設工法によるポストテンションT形桁橋工事棒グラフ式工程表の例
(工程の条件 桁長30.7m, 3径間, 桁数15本, 桁製作台4基)

7.6.3. 移動式作業車を用いた場所打ち張出し架設工法

移動式作業車を用いた場所打ち張出し架設工法の技術計画を表-7.9に、工程例を図-7.28にそれぞれ示す。

表-7.9 移動式作業車を用いた場所打ち張出し架設工法の技術計画

工 種	内 容
(a) 準 備 工	
① 工事用道路	仮設栈橋、橋面への材料運搬機械(ケーブルクレーン、タワークレーン等)
② 測 量	道路中心線、径間長、斜角、支承位置等の測量
(b) 桁製作工	
① 作業車工	張出し施工区間と支保工施工区間の施工順序 作業車(メインフレーム、ジャッキ、型枠吊り材、足場、作業車定着部、移動装置、作業車の被覆)、地覆施工用作業車
② 支 保 工	柱頭部支保工、スパン中央連結部支保工、ピロン、側径間支保工、およびその基礎、張出し施工区間の中間支持用仮支柱およびその基礎
③ 型 枠 工	型枠の材質、構造、寸法および組数(作業車施工部分の転用組立て式型枠、側径間支保工部の型枠)

工 種	内 容
④ 鉄 筋 工	鉄筋の材質 P C鋼材と鉄筋の配置関係と組立て順序、張出し施工区間のブロックごとの鉄筋の継手
⑤ P C鋼材工（シースを含む）	「表－7.7 固定支保工式架設工法の技術計画」参照
⑥ コンクリート工，および養生工	コンクリート打込み計画（桁高の高い柱頭部の層打ち計画，桁型枠の作業窓，横桁，交通施設工の後打ち計画），振動機，コンクリート運搬車，コンクリートポンプ，ケーブルクレーン，コンクリート打込み用タワー，タワークレーン），作業車内のコンクリート養生方法，プレストレッシングのためのコンクリート強度増進養生（被覆，ヒーター等）
⑦ プレストレッシング工	「表－7.7 固定支保工式架設工法の技術計画」参照
⑧ グラウト工	
⑨ 雑 工	P C鋼材定着部の後埋めコンクリートの配合，ならびに型枠計画
(c) 橋 面 工	「表－7.7 固定支保工式架設工法の技術計画」参照
① 地 覆 工	
② 高 欄 工	
③ 排 水 工	
④ 伸縮装置工	
⑤ 交通施設工	
⑥ 雑 工	
(d) 支 承 工	（中央ヒンジ支承，水平支承，桁と橋台間のアンカー支承とアンカー鋼材，仮設時の仮支承と仮アンカー鋼材） 製作発注時期と桁製作工程，固定，可動の確認 台座モルタルの施工方法 プレストレスを与えたときの弾性変形，クリープ，乾燥収縮，温度変化等による桁の短縮を考慮した上シュールと下シュールの配置検討

工 種 \ 日	1	2	3	4	5	6
作業車移動据付け	■			///		
型 枠 ・ 鉄 筋 ・ 鋼 棒	■	■	■	///	///	///
コンクリート打込み			■			///
養 生	////	////	////	■	■	■
プレストレッシング			///			■
作業車移動準備			///			■

■ No.1作業車の工程 /// No.2作業車の工程

図－7.28 1ブロック当りの標準工程（中央ヒンジタイプ，小型作業車使用）

7.6.4. 張出しブロック架設工法

張出しブロック架設工法の技術計画を表－7.10に，工程例を図－7.29にそれぞれ示す。

表－7.10 張出しブロック架設工法の技術計画

工 種	内 容
(a) 準 備 工	
① 工事用道路	「表－7.7 固定支保工式架設工法の技術計画」参照
② 測 量	
(b) ブロック製作工	
① ヤード計画	場所と広さの選定（ブロック製作ヤード，ならびに仮置きヤード）
② ブロック製作台	形式，および構造
③ 型 枠 工	型枠の材質・構造・寸法（底型枠，高さの微調整が可能な構造），

工 種	内 容
④ 鉄 筋 工	側型枠, 端面型枠 (端面型枠の固定方法と型枠の剛性), 内型枠, せん断型枠の型枠, ガイドキーの型枠, 定着コーン取付け部型枠, 剥離剤 (型枠脱型用, ブロック相互間分離用)
⑤ P C 鋼材工	「表-7.7 固定支保工式架設工法の技術計画」参照
⑥ コンクリート工	「
⑦ ブロック引離し工	「
⑧ 雑 工	ブロック水平引離し用ジャッキの取付け, ブロック斜め方向吊上げ金具
(c) ブロック運搬架設工	P C 鋼材定着部の後埋めコンクリートの配合, ならびに型枠計画
① ブロック運搬工	ブロック運搬方法, ブロック運搬機材運搬路
② ブロック架設工	ブロック架設機 (エレクションガーダー, 門形クレーン, 作業車等), 連続桁の場合の仮支承, 基準ブロックの据付け測量, ブロックの微調整, 張出し桁の変形管理
③ ブロック架設機械の組立て解体, 運搬工	
④ 場所打ちコンクリート部分の支保工	柱頭部支保工, 中央連結部吊支保工, 側径間支保工 (ブロック, ならびにブロック間)
(d) ブロック緊結工	
① 目 地 工	接着剤 (品質, 配合, 練りませ, 塗布, 保管, 取扱い等), 接着面の処理法
② プレストレッシング工	緊張作業時間, 緊張作業順序, 接着目地処理, P C 鋼材定着部切欠き処理
③ グラウト工	
(e) 橋 面 工	「表-7.7 固定支保工式架設工法の技術計画」参照
① 地 覆 工	
② 高 欄 工	
③ 排 水 工	
④ 伸縮装置工	
⑤ 交通施設工	
⑥ 雑 工	
(f) 支 承 工	

工 種 \ 月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
仮 設 備											
ブ ロ ッ ク 製 作											
架 設	P ₁										
	P ₁ ~A ₁										
	P ₂										
	P ₃										
	P ₃ ~A ₂										
閉合, 仮沓撤去, 緊張											

(備考) 構造: ポストテンションPC4径間連続桁
橋長: 202.0m, スパン50.0+50.3+50.3+50.3+50.0m
幅員: 7.50(車道)+2.00×2(歩道)=11.50m
上記工程には準備工, 橋面工, 跡片付け工を含んでいない。
架設工の中には脚柱頭部の場所打ちコンクリート部分の施工を含んでいる。

図-7.29 張出しブロック架設 (門形クレーンによる架設) の全工程の例

7.6.5. 押出し架設工法の技術計画

押出し架設工法の技術計画を表－7.11 に、工程例を図－7.30 にそれぞれ示す。

表－7.11 押出し架設工法の技術計画

工 種	内 容
(a) 準備工	「表－7.7 固定支保工式架設工法の技術計画」参照
① 工事用道路	
② 測 量	
(b) 桁製作工	
① 桁製作ヤード	場所と広さの選定（資材の搬入、型枠の設置、鋼材の組立て、コンクリートの打設、養生、プレストレッシングなど一連の作業を行うのに必要なヤード）
② 主桁製作台	「表－7.7 固定支保工式架設工法の技術計画」参照
③ 上屋設備	構造、形式
④ 型 枠 工	「表－7.7 固定支保工式架設工法の技術計画」参照
⑤ 鉄 筋 工	〃
⑥ P C 鋼材工	〃
⑦ コンクリートおよび養生工	〃
⑧ プレストレッシング工	〃
⑨ グラウト工	〃
⑩ 雑 工	〃
(c) 手延桁工	組立て、解体の方法
(d) 押出し設備工	押出し装置工（押出し用ジャッキ、ポンプ、コントロールユニット等）、滑り支承工・横方向制御装置工（製作、組立て、据付け、撤去等）、押出し操作場工（使用材料、形式）
(e) 押出し架設工	
(f) 橋 面 工	「表－7.7 固定支保工式架設工法の技術計画」参照
① 地 覆 工	
② 高 欄 工	
③ 排 水 工	
④ 伸縮装置工	
⑤ 交通施設工	
⑥ 雑 工	
(g) 支 承 工	

工 種 \ 日	1	2	3
端面の型枠脱枠または処理			
外側型枠脱枠、移動、組立て			
鉄筋、シース、定着具、補強筋の配置			
内 型 枠 の 組 立 て			
コンクリート打設準備			
コンクリート打設			
養 生			

図－7.30 1ブロック当りの標準工程表

7.6.6 移動支保工式架設工法

移動支保工式架設工法の技術計画を表－7.12に示す。

表－7.12 移動支保工式架設工法の技術計画

工 種	内 容
(a) 準 備 工	「表－7.7 固定支保工式架設工法の技術計画」参照
① 測 量	
(b) 桁製作工	
① 作業車工	作業車組立て、解体の施工場所および広さ（ガーダー等の仮置きヤードおよびクレーン等の設置ヤード）、桁下空間、ならびに橋脚形状の選定 付属機器（門形クレーン、天井クレーン、コンクリートフィニッシャー・型枠および足場の開閉・上下装置・上屋の設置） 作業車（手延べ桁、メインガーダー、ジャッキ、型枠吊材足場、固定可動足場、移動装置）、地覆施工用作業車
② 支 保 工	第一スパンの施工法の選定（支保工上で場所打ちか作業車による直接架設によるものか）
③ 型 枠 工	「表－7.7 固定支保工式架設工法の技術計画」参照
④ 鉄 筋 工	〃
⑤ P C鋼材工	〃
⑥ コンクリート工および養生工	〃
⑦ プレストレッシング工	〃
⑧ グラウト工	「表－7.7 固定支保工式架設工法の技術計画」参照
⑨ 雑 工	
(c) 橋 面 工	「表－7.7 固定支保工式架設工法の技術計画」参照
① 地 覆 工	
② 高 欄 工	
③ 排 水 工	
④ 伸縮装置工	
⑤ 交通施設工	
⑥ 雑 工	
(d) 支 承 工	

維持管理面よりみたプレストレスト コンクリート構造物の細部設計

1. まえがき

構造物を所要の設計寿命まで供用させるためには、その期間中、適切かつ規則的な点検や補修を施さなければならぬ。P C構造物においても老朽化したものが多くなりつつあり、維持管理業務が増えている。この業務をできるだけ減らすためには、構造物の計画や設計・施工の時点において維持管理のことを十分考慮しておくことが必要である。そのためには耐久性があり、かつ維持管理しやすい構造物とすることが肝要である。

耐久的構造物とするためには、耐久性に影響を与えるよう損傷の発生事例を調査し、損傷の原因を究明し、原因除去のための改善を施せばよい。

維持管理しやすい構造物とするために、点検・補修用の空間が十分確保されていること、維持管理用のデータを整備しておくことなどが重要と思われる。

国内外のP C構造物の損傷事例報告^{1)~4)}をみると、そのほとんどが細部構造の設計や施工の不適切に起因したものが多^い。阪神高速道路公団のP C構造物検討委員会では1983年度より「P C桁の損傷事例の研究および改善法の提案」の検討が行われている。ここでは、現在までに得られた成果を参考に、P C構造物の細部構造に関連した損傷の事例を示し、その原因と対策について述べる。なお、本文では、上記検討委員会の成果を全面的に採用させて頂いた部分が多く、委員各位に深謝致します。

2. 損傷事例の調査

2.1 調査の概要と総括表

P C橋の損傷に関する文献の収集と実態調査が行われた。収集文献としては、大阪科学技術センターのデータバンクから抽出したもの、内外の学会誌、技術誌などから収集したものが主である。実態調査では、委員会加入のP C関係14社に調査表を配布して、全国的な調査を行い、37件の回答が得られた。この調査は、軽微な損傷を除き、供用上支障があるか、または今後支障が発生すると予想されるものに限定して調査されたものである。また、これに加えて、P C建設業協会九州支部の調査報告書²⁾と建設省近畿地建の調査³⁾を併せて参考としている。

これらの文献および実態調査を集計したものが表-2.1である。損傷は1つの原因だけで発生する場合と、2~3の原因が複合して発生する場合とがあり、損傷の原因として考えられるものは、損傷原因件数に入れて集計されているので、文献調査での件数と実態調査での件数の和よりも損傷原因件数は多くなっている。分類項目は表-2.1に示すように、④~⑩の4つに分類し、夫々をさらに3項目に細分して分析されている。

2.2 調査結果の分析

文献調査や実態調査から損傷発生を分析してみると、次のような傾向をもっていることがわかった。

2.2.1 損傷発生の年代

完全な施工ミスによるものは別として、損傷の発生またはその発見は、施工後10年以上経過した構造物に多く、近年施工のものにはほとんど見当たらない。

表－2.1 原因別損傷件数集計表

項 目		件 数	全件数に対する(%)	備 考
④ 設計に関するもの	① 計算の間違い 計算の忘れ	7	6.7	30.5 (%)
	② 条件設定の誤り 基準適用の誤り	5	4.8	
	③ 構造細目の不適 用心鉄筋の不足	20	19.0	
⑤ 施工に関するもの	④ 不良材料の使用 (品質不足および寸法不足)	3	2.9	50.5
	⑤ 施工方法，順序 管理精度などの不良	40	38.1	
	⑥ 仮設備の不良	10	9.5	
⑥ 管理維持に関するもの	⑦ 過大荷重の作用 路面の凹凸によるもの	2	1.9	8.6
	⑧ 支承機能の不正常	7	6.7	
	⑨ 軽微な欠陥の放置	0	0	
⑦ 災害等に関するもの	⑩ 自然災害によるもの	2	1.9	10.4
	⑪ 人為災害によるもの	0	0	
	⑫ 気象の影響や 塩害によるもの	9	8.5	
合 計		105 件	100 %	

このことは、橋梁施工技術の向上、品質管理のいきとどいた材料の使用、厳重な施工管理などによるものと思われるが、一方、構造物に軽度の欠陥があっても、すぐに表面的な損傷として現われず、10年位で徐々に進行する場合もあり得るものと考えられる。

ここで注目すべきことは、昭和30年代に施工した橋梁が、実態調査では37行中わずかに2件であり、この2件も、その1は支保工沈下のための施工ミス、他の1件も海浜附近の支承の腐蝕という原因の明確なもので、P C桁にひびわれが発生したなどという報告は見当らなかった。これは、30年代にはP C構造物の絶対量が少なかったことにもよるが、この年代のP C構造物は、セメント使用量が現在よりも少なく、W/Cを小さくした、固いコンクリートを打設していたことが、損傷の少ない原因の1つではないかと考えられる。

2.2.2 損傷発生事由の分類

表－2.1にみられるごとく

④ 設計に関するもの	①～③	30.5 %
⑤ 施工に関するもの	④～⑥	50.5 "
⑥ 維持管理に関するもの	⑦～⑨	8.6 "
⑦ 災害等に関するもの	⑩～⑫	10.4 "

となっていて順序をつけると、⑤→④→⑦→⑥となる。そして、④と⑤で実に80%も占めていることがわかるが、このうち④の設計関係では30%中19%が用心鉄筋の不足によるものであり、表－2.1から判断すれば、設計における構造細目を損傷が生じないような方法に改め、施工管理を充分入念に行えば、損傷の70%に対処できることとなる。

そしてまた、支承関係について機能が常時、正常に働くような方法を考えれば、更にその度合いも高くなる。

この事故例の調査や、その他の調査によると、プレテンション桁の主桁の損傷の報告は1件のみで、これも豆板部分の補修跡が剥離したものであった。

プレテンション桁は、ポストテンション桁に比べて、使用細骨材の塩分含有量の規定も厳しく、また品質管理も完

全であり、シースの配置やグラウト工がなくて作業が単純化されている上、同じ作業の繰り返しで作業員の熟練度が高いなどの点で、現場製作桁より品質の優れた製品ができるわけで、現場製作桁も、施工管理の方法と手段を考えて、品質を高める努力が必要であると思われる。

施工に関する損傷事例のうち多いものは、グラウト施工の不十分によるPC鋼材の破断、シースの凍結によるひびわれ、漏水などであった。

現在、阪神高速道路公団で施工されている、北神戸線のPC橋のグラウト管理を調査したが、全ケーブル、シース内の水洗い時と、グラウト注入時、ケーブル1本ごとに写真を撮り、注入グラウト量を記録するなど管理を強化しているので、今後はグラウトが原因の損傷は、ほとんどなくなるものと考えられる。

PC桁の損傷事例のうち、もうひとつの多い事例は、グラウトが充填されていながらシースに沿って主桁側面または底面に、主桁方向にひびわれが生じているもので、この現象は、北海道や東北地方に多く見受けられていたが、現在では広い範囲でそれに似た状況が発見されている。

この原因については、今のところ明確ではないが、「桁上縁のコーン定着部跡埋部からシースに沿って雨水が侵入し、冬期の凍結でひびわれが発生するという説」や「主桁の縦締めによるポアソン比により桁が横ひずみをおこし、その状態に膨張材を入れたグラウトによる内圧や、温度上昇時のグラウトとコンクリートの熱膨張係数の差による内圧、または主桁コンクリートの乾燥収縮による作用などが、複雑にからみ合ってひびわれが発生するという説⁵⁾」などがあり、これらの防止対策の検討が必要である。

塩害に関する損傷例も多いが、これについては総合的な対策が必要であるので、ここではふれないこととするが、その他で損傷の目立つものは、支承が原因で主桁に損傷を与える例であり、金属支承の際は、据付け時の遊間のとり方や施工について、特に入念な検討を行わなければならない。

3. 改善法の提案

3.1 概 説

構造物が損傷する原因は、文献調査や実態調査の結果から判断すると避けがたい不可抗力によると思われるものは少なく、工事に従事する設計技術者、施工技術者のちょっとした注意によって救われるものが、相当あるものと考えられる。

勿論、重交通の増加により、予想以上の構造物の損耗の度合いが激しい現況ではあるが、損傷の実状を理解して、特に、細部構造の設計・施工の不適に起因する失敗をなくし、建設技術の向上を計るべきである。

構造物が損傷をおこす原因のうち、最も大きなものは水であり、水の作用がコンクリートにひびわれを発生させ、支承を腐蝕させ、舗装を傷め、鉄筋を腐蝕させて、部材が劣化する原因となっている。したがって、水の浸入を防ぐことが構造物保全上の重要な問題となる。

この課題の解消に役立たせるべく、近年、コンクリート保護工法として浸透性・吸水防止材が製造・販売されるようになってきた。これらの材料は、土木分野での使用実績はいまのところ十分とはいえないが、コンクリート躯体中の水分と反応し固化する機能を有した新しい浸透材で、躯体中に防水層を形成して、長時間その効果は持続され、また、外部からの各種劣化（塩害、アルカリ骨材反応、凍害、中性化等）に対しても、すぐれた耐久性を保持するものと期待されている。そこで、3.3 施工に関する提案の項で、これらの使用が有効と思われる場所等に対する提案も行った。

3.2 設計上の提案

P C桁の損傷に関する実態調査や文献調査より、損傷の原因となった問題点を挙げると、P C鋼材の配置関係、P C鋼材の定着部関係、支承部関係、伸縮ジョイント部関係などが主なものである。次に図示により、損傷の状態、原因および対応策について述べてみたい。

3.2.1 P C鋼材の配置

(1) 変曲点付近のひびわれ

連続桁などで、荷重状態により曲げモーメントの符号が正負となる部分では、一般にP C鋼材は部材中央部近くにまとめて配置され、部材縁では鋼材が不足してひびわれが生ずることがある（図3.1(a)）。この対策としては、P C鋼材を上下縁近くに分散して配置する（図3.1(b)）⁶⁾。

図3.1(c)はP C鋼材を同一断面付近で定着している例である。(e)はP C鋼材の曲率半径の小さい場合であり、分力によって①～①面に引張応力が発生し、ひびわれ発生の原因となる⁷⁾。

(2) P C鋼材の湾曲内側のコンクリートの脱落

P C鋼線の湾曲した内側の断面が不足する場合、あるいは補強が十分なされていない場合は断面の剥離または脱落が生じることがある（部材が比較的薄い場合）（図3.2）。これは図3.1の(e)と同様、P C鋼材の分力によるものである。

(3) 空洞

図3.3は、定着具直下、P C鋼材曲上げ個所およびスパン中央付近のコンクリートに空洞が生じた例である。原因としては、i) 桁中央付近におけるシースの近間隔配置、支点付近における定着具や補強筋の錯綜により締め固めが十分行われないこと、ii) コンクリートを断続的打設したり、0スランプに近いコンクリートを片押で打設したりすると材料分離が生ずること、等が考える。従って設計上はP C鋼材の種類を検討し、できるだけ鋼材間隔を大きくしコンクリートのまわりをよくするように配慮する。

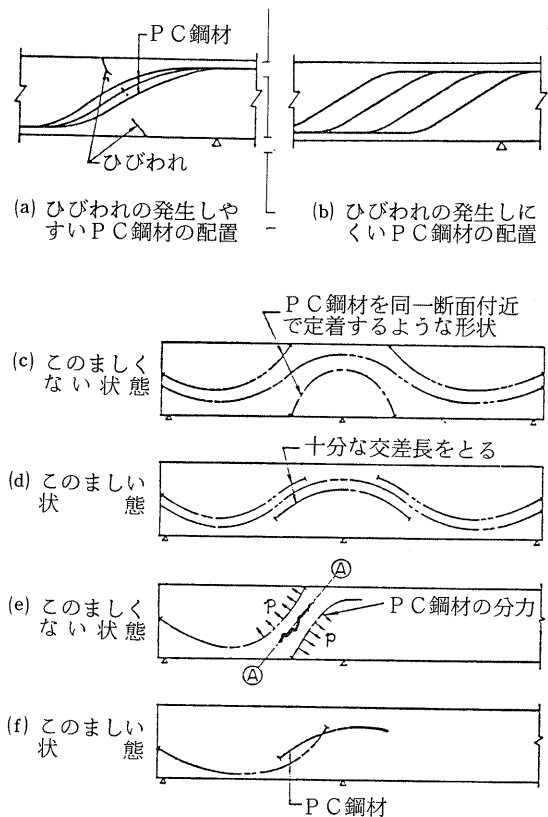


図3.1 変曲点付近のP C鋼材の配置^{6), 7)}

3.2.2 P C鋼材の定着

(1) 材端定着部

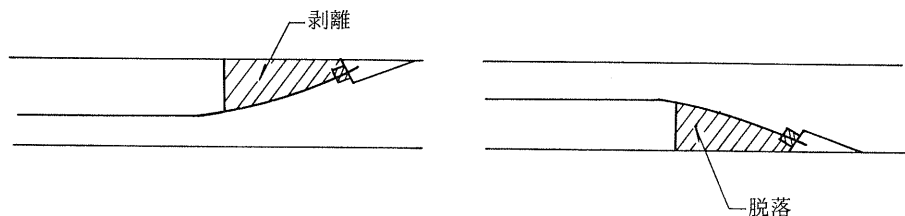


図3.2 湾曲配置されたP C鋼材内側のかぶり不足によるコンクリート剥離や脱落

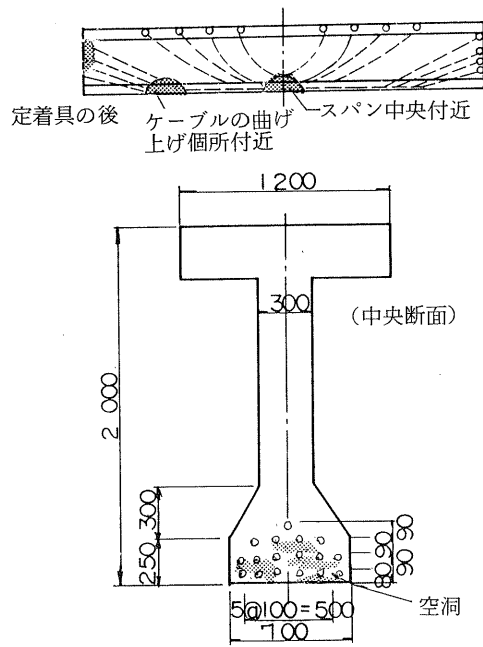


図 3.3 コンクリートの空洞発生例

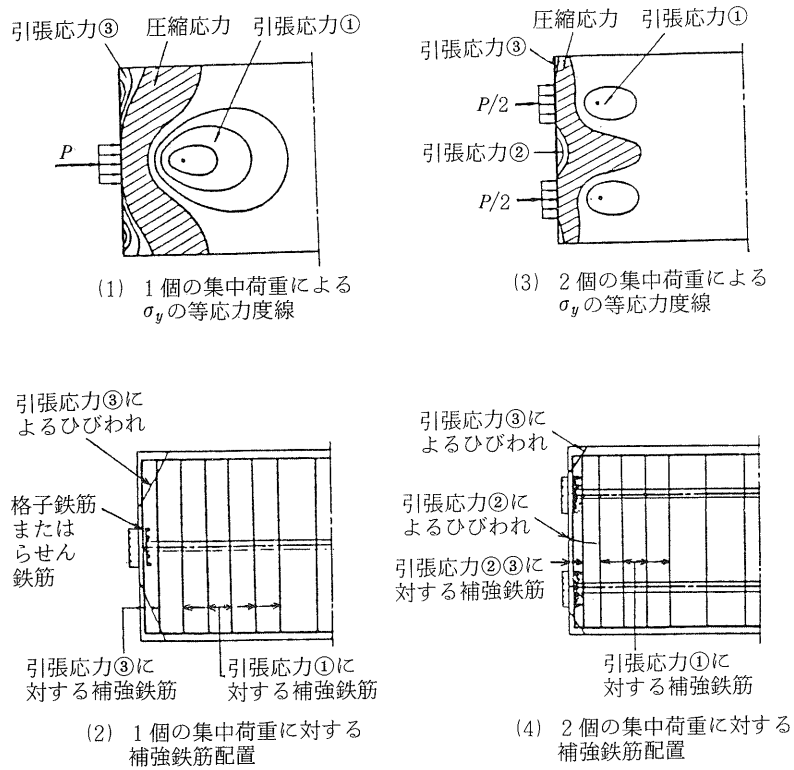


図 3.4 材端定着部の応力状態と補強例⁶⁾

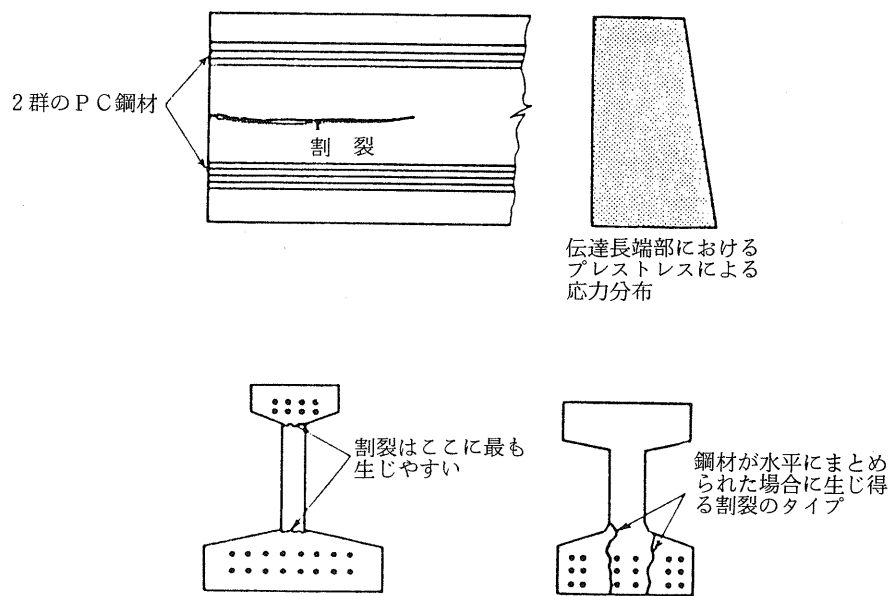


図 3.5 プレテンション桁端部におけるひびわれ

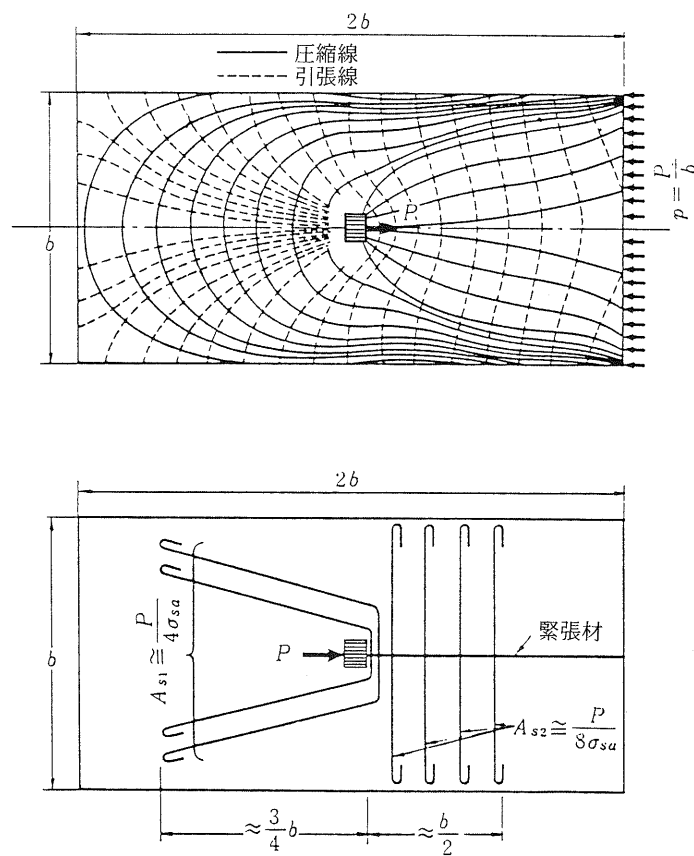


図 3.6 埋込み定着部の応力状態と補強法の例 (G. Franz)

P C鋼材定着近傍には局部強圧によって、
 図 3.4 に示すような引張応力①, ②, ③が生じ、これらによってひびわれが生ずることがある。これに対しては一般に鉄筋で補強する。この補強方法には、各 P C 工法ごとにそれぞれ特有のものが定められているのが普通である。この慣用の方法で十分安全であることが確かめられている場合それらによることができる。

プレテンション桁で、P C 鋼材を 2 群に分けて断面の上下縁、あるいは左右縁に離して配置した場合、図 3.4 (3) の引張応力②と同様の引張応力が生じ、図 3.5 のようなひびわれが生ずることがある。補強法については種々^{8), 9)}提案されている。

(2) 中間定着部

(a) 埋込み定着

非緊張端の場合、定着具が部材中間に埋め込まれることがあるが、この場合は定着具の前方、後方の両方に引張応力が生ずるので注意が必要である。図 3.6 は応力状態と補強法の 1 例である。⁹⁾

(b) 突起定着

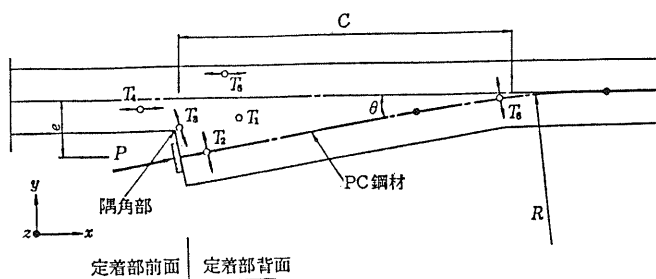
ウェブあるいはフランジに突起部を設けて定着する場合、定着部付近には図 3.7 に示す位置に矢印の方向に種々の引張応力 ($T_1 \sim T_6$) が生ずると考えられる。荷重による引張応力の大きさによっては図 3.8 に示すような θ 方向にひびわれ発生可能性がある。図 3.9 は一般的な補強例を示すものであるが、図中の F_1 は T_1 , F_2 は T_1, T_2 , F_3 は T_1, T_3 , F_4 は T_3 に対する補強鉄筋を意味する。筆者らはひびわれ幅制御の観点から、補強鉄筋の算定法を提案した。¹⁰⁾

(c) 切欠き定着

切欠き部を設けて定着する場合、図 3.10 に示すようなひびわれが発生することがある。補強例を図 3.11 に示す。

桁上縁に切欠き定着を設ける場合の注意事項として、舟座の跡埋めが悪い場合舗装面にひびわれが入り、そこから水分が浸透し桁内方に進むことが考えられる。対策としては、桁の上縁定着をできるだけ避けること、またやむを得ず上縁定着を行う場合は舟座の形状 (t の厚さ) を考慮する必要がある (図 3.12 参照)。

同一個所に多数の切欠き定着を近接して配置すると、この部分に断面欠損が大きくなり、ひびわれが発生しやすく



ここに、 P : プレストレス力 (kg)

e : プレストレス力の偏心量 (cm)

C : 突起定着部の長さ (cm)

R : P C 鋼材の曲げ半径 (cm)

θ : P C 鋼材の曲げ角度

T_1 : 定着部背面 z -方向 (紙面に直角方向) に生じる引張力 (kg)

T_2 : 定着部背面 y -方向に生じる引張力 (kg)

T_3 : 隅角部に生じる引張力 (kg)

T_4 : 定着部前面に生じる引張力 (kg)

T_5 : プレストレスによる曲げモーメント ($M_0 = p \cdot e$) によって生じる引張力 (kg)

T_6 : P C 鋼材屈曲部に生じる引張力 (kg)

$$T_6 = p \cdot \sin \theta \approx p \cdot \theta = p \cdot \frac{e}{C}$$

図 3.7 突起定着部の引張応力 (道路協会) ⁶⁾

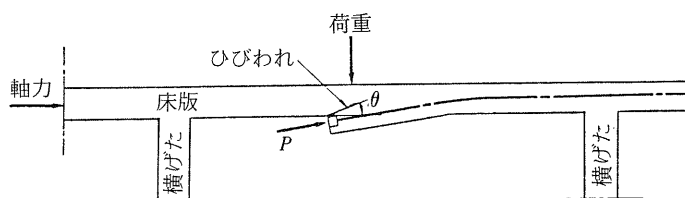


図 3.8 フランジに設けられた突起定着部のひびわれ

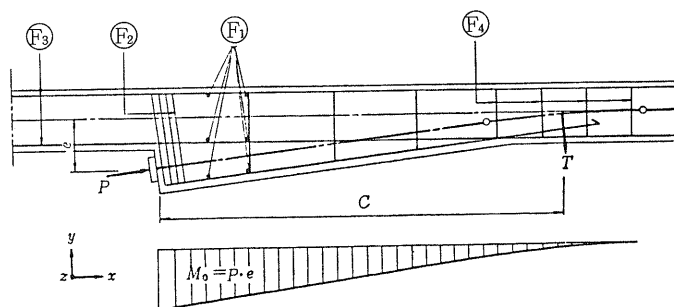


図 3.9 突起定着部の補強例 ⁶⁾

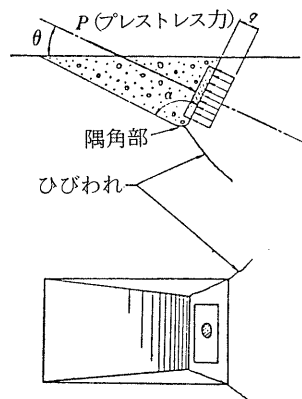
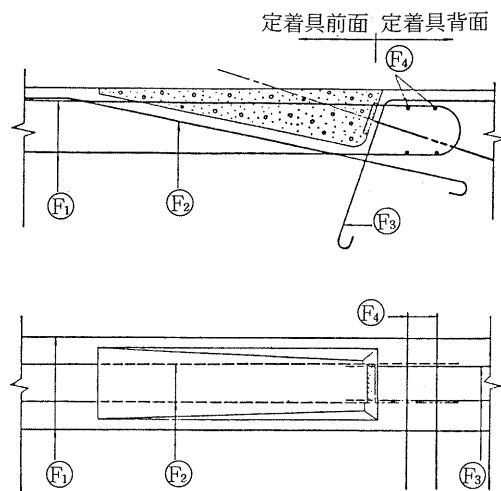


図 3.10 切欠き定着部のひびわれ⁶⁾



ここに $F_1 F_2 F_3$: 切欠部の引張応力に対する補強
 F_4 : 定着具背面の引張応力に対する補強

図 3.11 切欠定着部の補強例⁶⁾

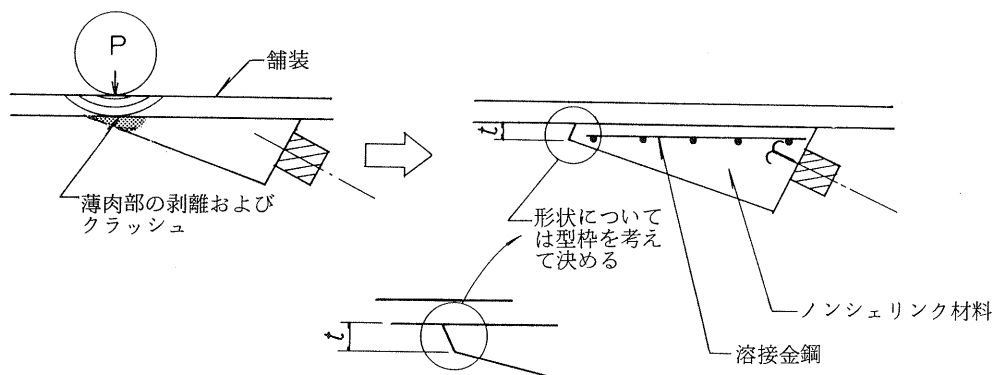


図 3.12 上縁切欠き定着の場合の舟座形状の改良案

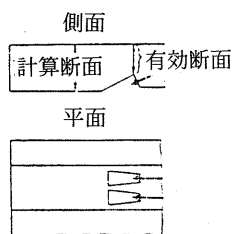


図 3.13 定着部における断面切欠き

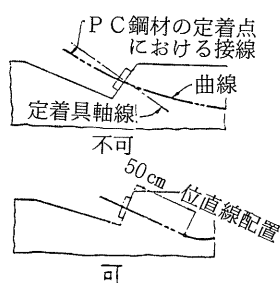
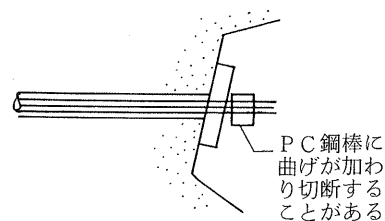


図 3.14 定着具とPC鋼材の軸線⁷⁾

(主に施工上の問題)



なる（図 3.13）。このような場合は欠損を差し引いた残りの断面（有効断面）に対して応力計算を行うようにする。

その他の注意事項としては、切欠き定着に限らず、すべての定着において、定着具と P C 鋼材の軸線を一致させるように配慮する（図 3.14）。

また、定着跡埋め部のコンクリートが剥離して落下しないように、P C 鋼材の緊張後、定着具より伸して切断するか、あるいは補強筋（継ぎ筋）を入れる（図 3.15）。

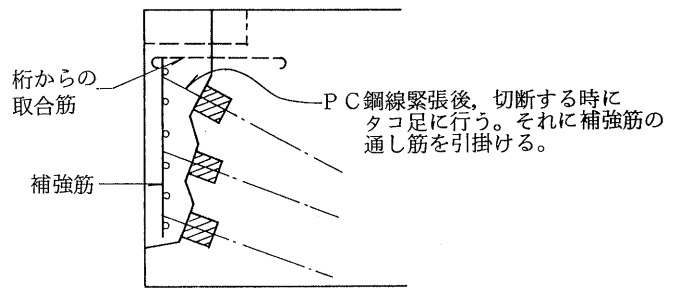


図 3.15 跡埋めコンクリートの落下防止

3.2.2 支承部

(1) 金属支承の据付け時のセット量の検討

支承部のツメの部分の破損または桁端部のひびわれ発生あるいは桁端部の破損が生ずることがある（図 3.16）。これは支承の据付け時のセット量の計算値と実際との状況の相異または施工時にセット量の違いによるものと思えられる。計算値と余裕幅にて通常支承の形状決定を行っているが施工誤差、桁製作誤差等により所定位置にセットされていない場合が多い。故に余裕幅を大きくするか、または構造形式を変える（桁相互間の管理）。

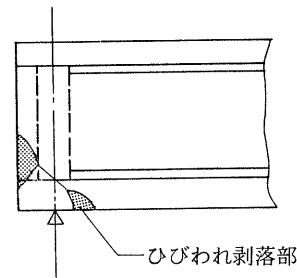


図 3.16 支承部のひびわれ

(2) 支承の保護カバーの検討

主にすべり支承について腐蝕により機能が発揮できなくなり、沓座または下部工にひびわれが発生、あるいは桁にひびわれが発生している場合がある。原因としては、腐蝕に対する配慮不足や沓の点検管理の不足が考えられる。

対策としては、点検管理の強化、鋼沓全体をシール、またはゴム状の物でカバーし内部にオイルを入れて腐蝕防止を行った容器を開発中であるが、これらの開発をもっと進めて行うか、沓そのものの構造形式、形状を開発すべきである。

(3) 支承取替を予想した桁下空間または横桁構造の検討

支承の機能が低下したため、(2)で述べたような損傷が発生またはゴム支承の場合は、ごくまれであるがゴムが風化し、機能低下が見られた場合がある。

原因としては、現場の環境に適した構造でなかった（化学工場の直ぐ近くの橋等）ことが考えられる。

対策としては、支承の取替えはあり得ないという考え方をやめて、取替えが可能な構造を考慮しておくべきである。最近鋼沓の機能が不足した場合の取替え方法を設計時に考慮しなかったため、鋼沓を取除いた後、ゴム沓を入れ替えた場合もある。ゴム沓の取替え用のジャッキアップ用の切込み等は原則として行うようになっているが、下部工または桁支点部横桁に具体的に設計に取り入れられているのは現実には少ない。外国等では施工時に、すでにジャッキアップ用のフラットジャッキを埋込んで置く場合もある。

3.2.3 伸縮ジョイント部

(1) 伸縮ジョイント取替を前提とした端部横桁幅と定着コーンの上縁からの位置の検討

設計時の配慮不足のため伸縮ジョイント取替えを行う場合にジョイント取りこわし中に桁端部定着のコーンが出てくると桁端部まで横桁がないため、桁端の床版が抜けてなくなってしまう場合がある。

対策としては、支点部横桁幅を桁端部まで伸し、伸縮継手のアンカーが桁端部に入れても十分定着部のコーンのかぶりがあるように考慮する（図 3.17）。

3.3 施工上の提案

3.3.1 雨水浸入の恐れのある個所の防水処理

雨水や波浪による水の浸入は、構造物損傷の主な原因の1つであることはすでに述べた。ここでは浸入の可能性の大きい個所を列挙する（防水剤を塗布して効果があると思われる個所には斜線が記入してある）。

(1) ケーブル定着部跡埋め部

定着部跡埋めのわずかな隙間から、または、その部分の破損部から雨水が浸入して桁に損傷をおこす恐れがあるので、跡埋め部は確実に入念な施工法をとる必要がある（図3.18）。

(2) プレキャスト非合成桁の間詰め境界部分

（図3.19）。

(3) カーブストーン据付けモルタル部分

カーブ石の据付けを行う場合は、一般にパサパサのモルタルを用いるため空隙が多く、滞水の原因になりやすいので、材料の検討が必要である（図3.20）。

(4) 非合成桁の排水桝取付け穴跡埋め部

隙間充填モルタルが確実に充填できるような材料と孔の大きさ、充填方法を検討する必要がある（図3.21）。

(5) 伸縮ジョイント設置用切欠き部（図3.22）。

(6) 支承の台座モルタル部分（図3.23）。

3.3.2 桁端部横桁部の型枠の検討

端部横桁の部分の型枠は、横桁施工後抜き取るのが一般的な施工法であるが、抜き取ったため、伸縮ジョイントなどの取替え時にコンクリート片、または打替え用コンクリートが支承付近に堆積して主桁を傷める。また、伸縮作用が妨げられる。（図3.24）

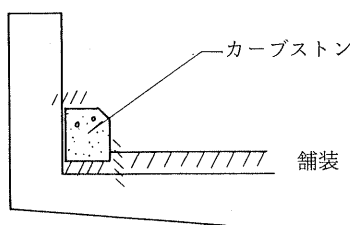


図3.20 カーブストーン据付けモルタル部分

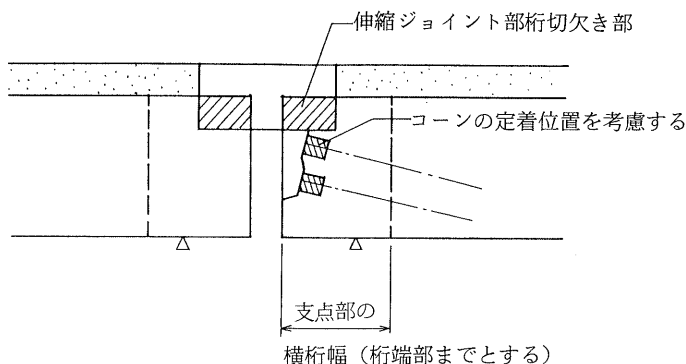


図3.17 伸縮ジョイント取替えのための配慮

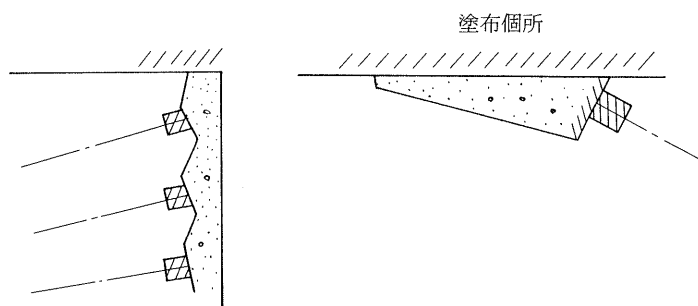


図3.18 定着部跡埋め部

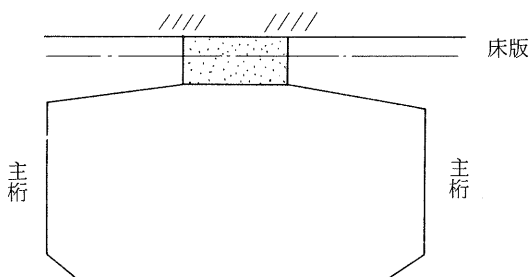


図3.19 プレキャスト桁の間詰め部

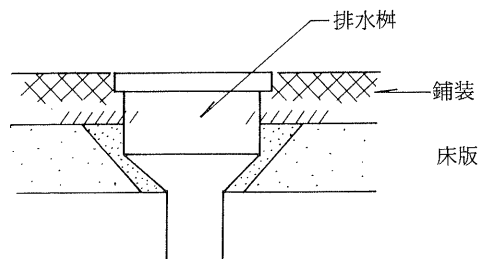


図3.21 排水桝取付け穴跡埋め部

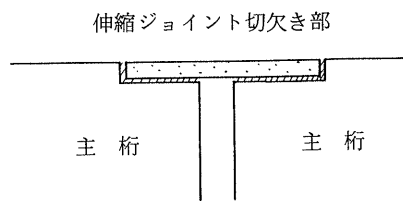


図 3.22 伸縮ジョイント設置用切欠き部

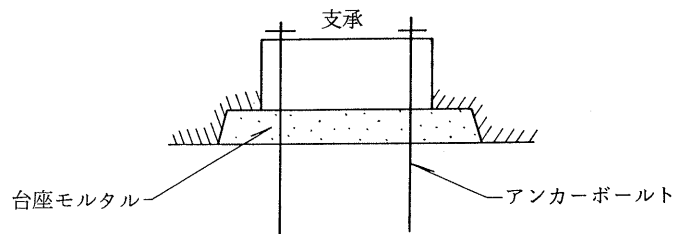


図 3.23 支承の台座モルタル部分

対策としては、脱型時の入念な清掃，あるいは伸縮作用を妨げない材料を選び埋め殺せば，そのような危険性は少なくなる。

4. あとがき

既報の文献調査や今回行われた実態調査の結果，設計における構造細目を改め，施工管理を入念に行えば損傷の70%に対処できることがわかった。P C構造物の維持管理の実務に携っている人からの苦言や意見を収集・分析して，これを今後の設計・施工にフィードバックしていくように努力すれば，耐久性に富み，真に“メンテナンスフリー”の構造物であるとの信頼を勝ち得ることになり，これはまたP C工業の発展にもつながるものである。各機関において維持管理を考慮したP C構造物の計画・設計・施工のマニュアルの早期作成とその適切な運用実施を期待したい。

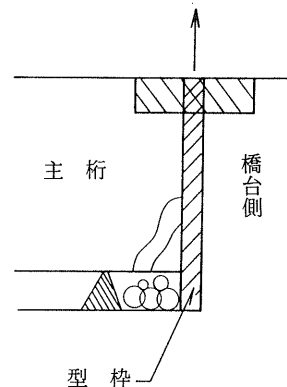


図 3.24 桁端横桁部の型枠

参考文献

- 1) Der Bundesminister für Verkehr; "Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken", Dokumentation 1982
- 2) P C建設業協会九州支部; "P C橋調査報告書", 昭56.11
- 3) 上原 巖; "近畿地方建設局管内の橋梁の実態調査からの一考察", 土木学会関西支部: 既設の構造物およびその構成部材の健全度，耐久性の判定に関するシンポジウム論文集，1983. 2
- 4) 土木学会関西支部; "土木工事の事故・失敗例とその対策—橋梁上部工を中心として—昭和53年2月
- 5) 林 正道; "P C桁の縦ひびわれとその対策", 橋梁と基礎，1970.10
- 6) 日本道路協会; 道路示方書・同解説 I・Ⅲ，昭53. 1
- 7) 松野操平，細川久雄; プレストレストコンクリート橋細部構造・解説図集，工学出版，昭43. 8
- 8) 猪股俊司; "P C緊張材定着部材端区間の設計"، プレストレストコンクリート構造物の設計実技，プレストレストコンクリート技術協会，昭49.11
- 9) 藤井 学; "コンクリート構造物における局部応力とその設計について"، コンクリート工学，Vol. 14, No.10, 1976.10
- 10) M. Fujii, A. Miyamoto, Y. Kajimura; Crack Control Design of Intermediate Anchorage Zone in Prestressed Concrete, FIP Symposia at Rumania 1980. 9 Proceedings: Part 1.

新幹線大宮—上野間のプレストレストコンクリート橋とその技術

1. まえがき

東北・上越新幹線の大宮—上野間は60年3月14日に開業が予定されている。これに合わせて東北新幹線の最高速度は210km/hから240km/hにスピードアップが予定されている。

大宮—上野間は距離では27.5kmで大宮以北の新幹線の距離に比較したら非常に短いですが、都心部での工事であり、地元協議や安全対策など、距離は少ないが労力、工事費等大きなものになっている。また大宮—赤羽間は通勤別線が並行して建設されており、新幹線が2線、通勤別線2線の4線がほぼ同時に建設されている。

この区間は国鉄の建造物設計標準の改訂後の新しい標準に基づいて設計されたPC桁の本格的な大量施工でもある。

ここでは、この大宮以南の新幹線のPC橋の代表的なものとして、T形桁の標準設計、営業線近接工事の例として、栄町 B_i 、間の坂 B_v の押し出し工法、桁高—スパン比1/27の特殊プレキャスト桁を用いてガーダー架設をした第2武蔵野線 B_i 、在来線の橋梁としては最長スパンとなったカンチレバー工法による笹目川橋梁、さらに急速施工の例について紹介する。

なお、若干の検討を行ってきたPCグラウトの配合と施工法、緊張管理の簡略化、PRC桁についても紹介する。

2. T形桁の標準設計

大宮以北の新幹線構造物の標準設計との主な相違は、騒音防止の機能を変えずに高らんの荷重を軽くし、桁の経済化を計った点と、新設計標準を全面的に採用したことである。

コンクリートの設計基準強度は400kg/cm²を基本としたが、経済的に有利な場合は450kg/cm²まで用いることとした。またPC鋼材もB種鋼材までを、経済比較の上用いるものとした。A種とB種の鋼材の経済性について比較した例を図-1に示す。主桁の数も経済性及び架設時の桁の安全性を考慮し、架設の可能な範囲でできるだけ減らした。その結果、今まで偶数が基本であった複線を支持する橋梁に3主桁や5主桁の奇数本の標準設計も行なわれた。

また通勤新線と新幹線は併設して架設されることから、主桁の型枠の転用が可能なように、通勤新線の断面寸法を基本に新幹線の断面を定めた。設計総括表を表-1に示す。

シューはゴムシューを基本とし、ストッパーは鋼角ストッパーを基本としている。ストッパーの形状と寸法の例を表-2に示す。

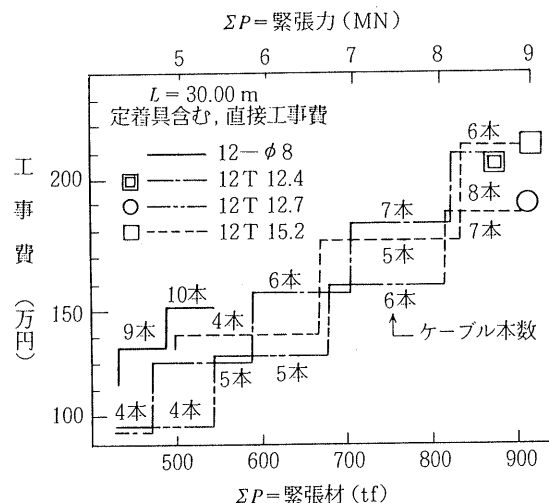
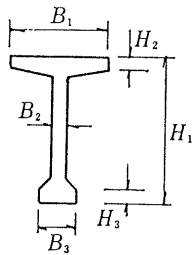


図-1 PC鋼材工事費

表-1 設計総括表

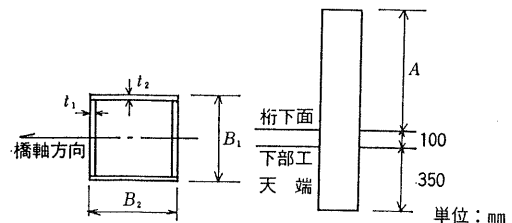
線名	桁長 (m)	構造 型式	軌道 の直 曲	設 計 断 面 力			桁架設重量 (t)	主 ケ ー ブ ル		主 桁 寸 法 (cm)								
				スパン中央 M (t・m)	橋台反力 (t)	支承反力 (t)		径	本 (1主桁) 数	H_1	H_2	H_3	B_1	B_2	B_3			
東 北 新 幹 線	25	複線 4主桁	S	852	631	161	81.0	12T12.4	5	210	25	200	23	65				
			R	925	667	178	81.2		5					60				
			S	1271	766	193	112.6		5					70				
			R	1380	810	214	113.8		6									
	30	複線 5主桁	S	978	750	157	92.0		12T12.7	5	215	25	180	23	70			
			R	1093	797	174	94.4			6						65		
			S	1377	897	185	120.4			6				25	70			
			R	1541	960	205	127.4			6								
	35	複線 7主桁	S	1003	903	138	89.2	6		210	35	115	23	65				
			S	1367	1073	160	116.2	6		25					25	65		
			R	1508	1138	174	119.4	7		265			30					
			通 勤 別 線	25	複線 3主桁	S	1004	552		191			12T12.7	6	210	25	35	200
S	1491	667				229	114.0	6	260	30	25	70						
R	1664	722				249	118.8	7										
30	複線 4主桁	S		1091	662	173	93.4	6	215	22	30	180		23	70			
		R		1170	672	185	95.8									35	65	
		S		1533	787	204	123.2							7	265			35
		R		1722	854	221	130.0											
35	複主 線桁 6	S		1418	945	165	116.2	6	265	25	115	23		65				
		R		1516	989	177	119.2								7			



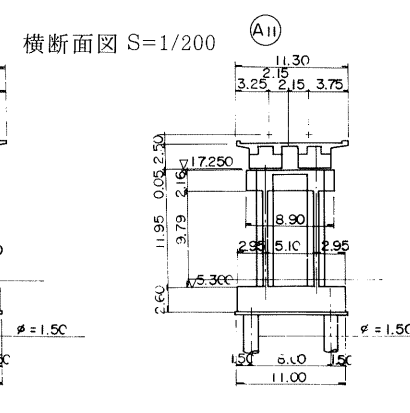
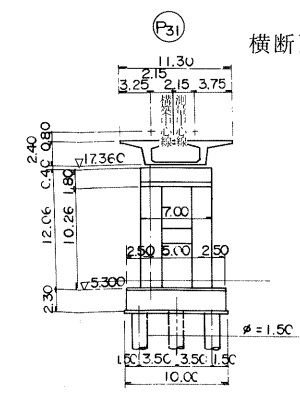
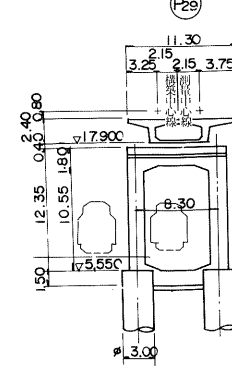
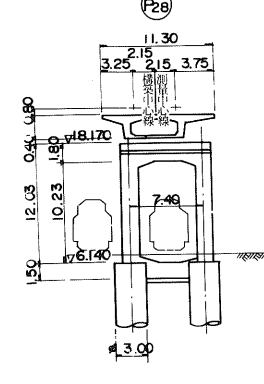
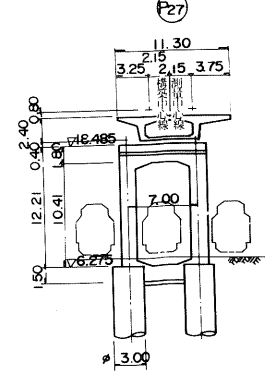
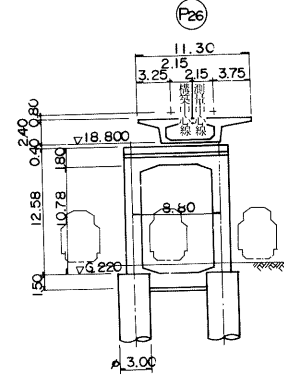
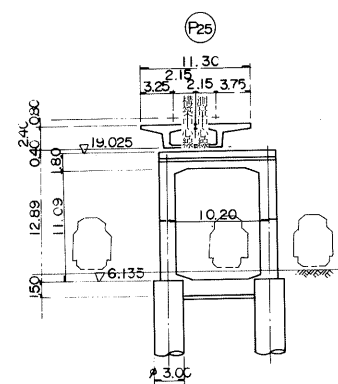
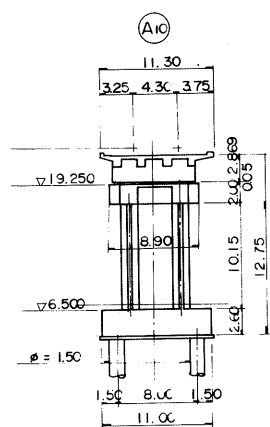
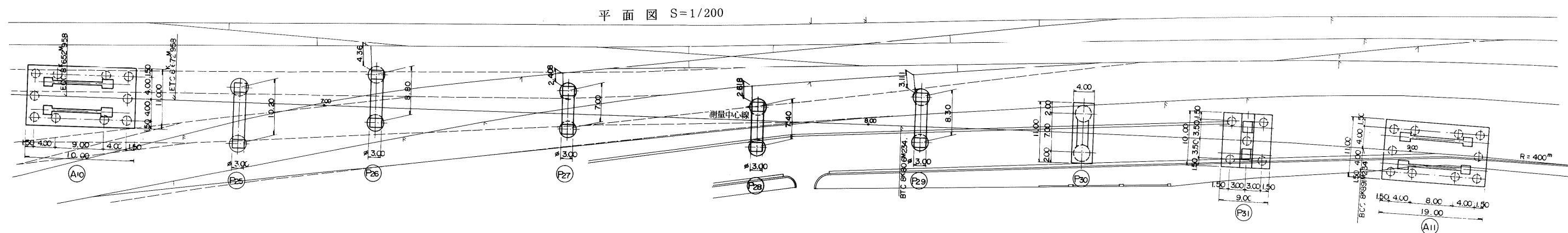
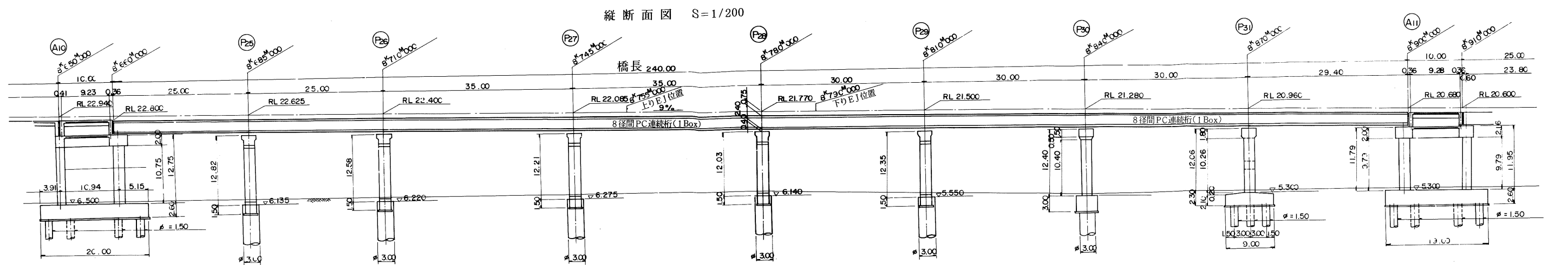
- (注) 1) 軌道の直曲は S =直線, R =600 m
 2) スパン中央 M は最大モーメントの生じる桁の設計荷重作用時モーメント
 3) 橋台反力は電柱支持梁の付いた場合の複線満載時反力
 4) 支承反力は最大反力の生じる桁の電柱支持梁の付いた場合の反力
 5) 桁架設重量は主桁 1 本あたりの重量

表-2 ストッパー設計結果の一例

設計 水平力	橋軸 直角	t t	固定ストッパー				可動ストッパー		
			ST- 80 F	ST- 100 F	ST- 150 F	ST- 200 F	ST- 80 M	ST- 120 M	ST- 160 M
形 状 寸 法	B_1	cm	33.0	34.0	35.0	35.0	24.0	34.0	35.0
	B_2	cm	22.0	26.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
	t_1	cm	1.0	1.0	1.4	2.2	1.0	1.0	1.6
	t_2	cm	1.0	1.0	1.4	2.2	1.0	1.0	1.4
	A	cm	67.0	76.0	101.0	127.0	71.0	96.0	120.0



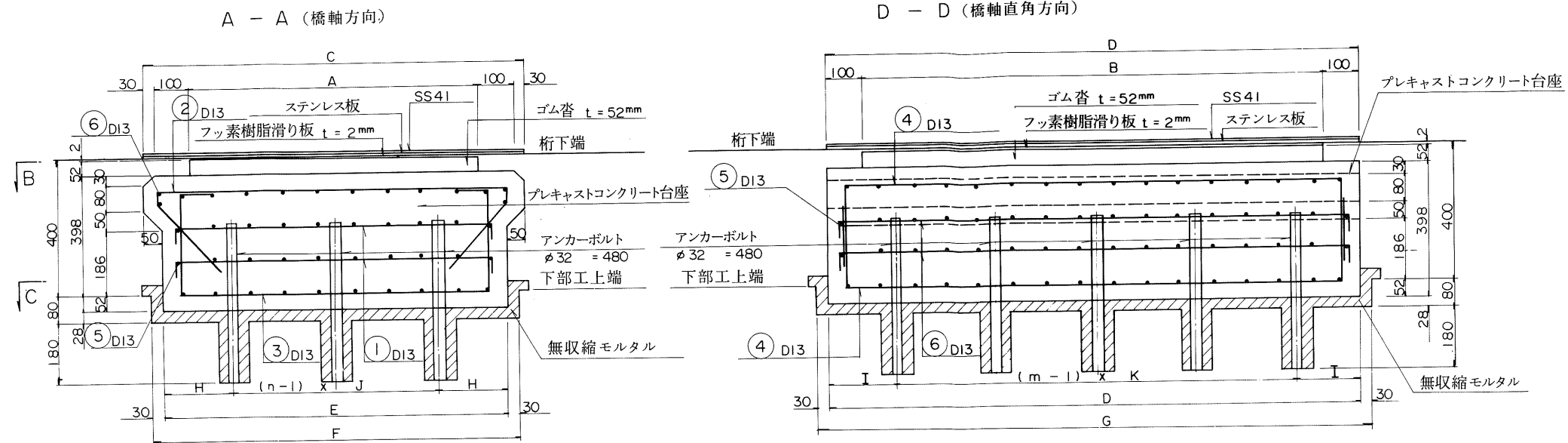
- 注) 可動側ストッパーの可動すき間は60mmと80mmの
2ケースを図化した。



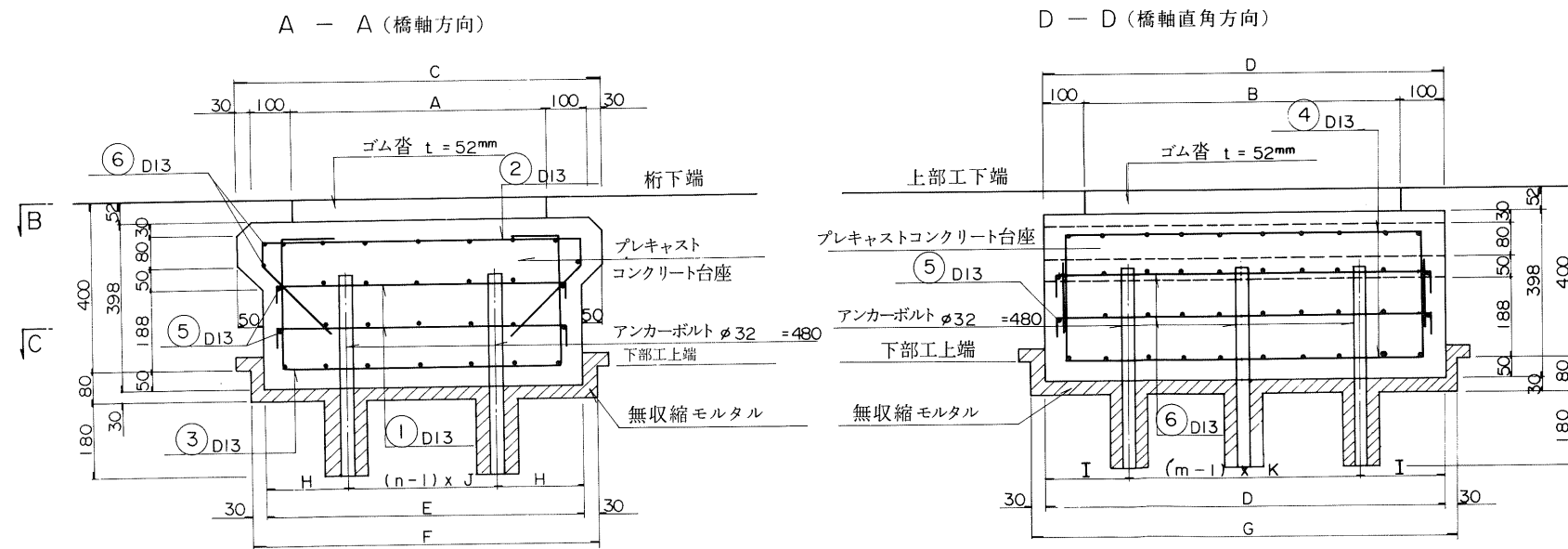
注) 橋長及びスパンは測量中心線上の値を示す。

図-2 栄町Bi一般図

タイプ1 (フッ素樹脂滑り板有り)



タイプ2 (フッ素樹脂滑り板無し)



支承断面詳細図

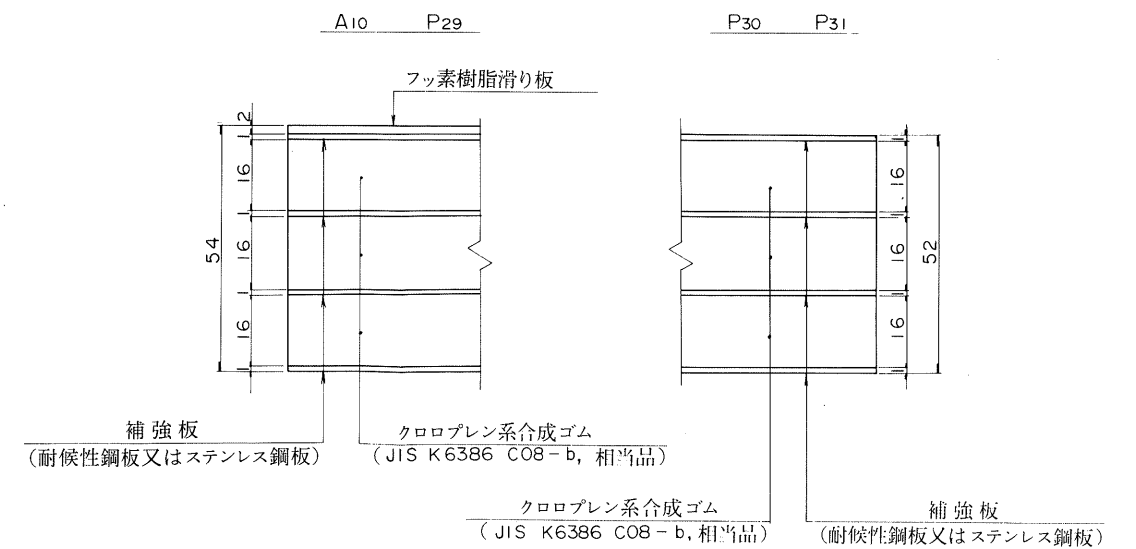


図-3 ゴム沓及び台座

3. 主なPC橋りょう

3.1 押出し工法

(1) 栄町 B_i (PC八径間連続1室箱形桁) (写真-1)

この橋りょうは京浜東北線の上中里駅付近から大宮側に位置しており、田端操車場への通路線3線の上を斜めに渡っている。図-2に示すように橋脚はそれぞれ線路をまたいだ門形橋脚となっている。下の線路に対して支障しないようにここでは押出し工法が採用されている。桁の製作ヤードは大宮側の東北本線と交叉する手前に設けた。この製作ヤードは、大宮側で新幹線が横断する東北本線上の桁架設にも用いられた。東北本線上も同様に押出し工法が採用され、こちらはPC6径間連続一室箱形桁である。

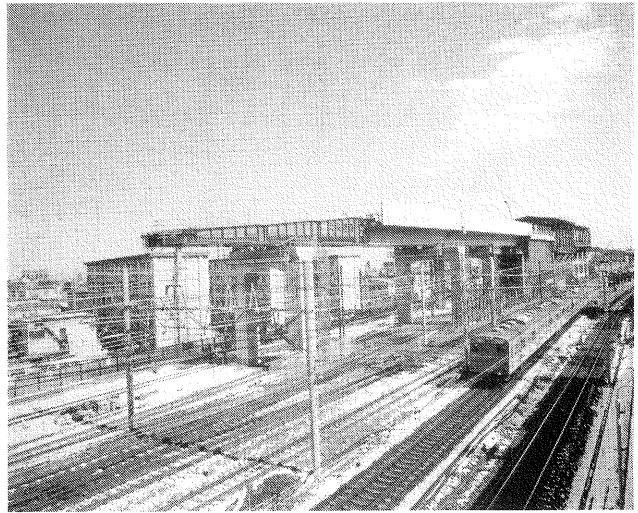


写真-1 栄町 B_i

滑り支承は各橋脚・橋台、および製作ヤードに設け

られている。橋脚・橋台上の滑り支承は、本設の沓座に鋼製のライナープレートをかぶせている。製作ヤード上の滑り支承は鋼製としている。

本沓はゴム沓であり、押出し終了後に桁をジャッキアップ（各橋脚上で600t油圧ジャッキ4台を使用）し、据え着ける。その順序を以下に紹介する。

- (i) ジャッキアップ後、押出し移動に用いたテフロン板、合板を撤去する。
- (ii) 防じんカバーと落下防止ベルトを沓台座のまわりに落とし込む。
- (iii) ゴム沓を所定の位置に設置する。
- (iv) 桁をジャッキダウンしゴム沓に乗せる。
- (v) 防じんゴムを引き上げ、接着剤で沓台座にとめる。
- (vi) 落下防止ベルトを引き上げ防じんゴムをおさえる。

シューの形状を図-3に示す。

(2) 間の坂 B_v

本橋りょうは西日暮里駅に併設されている3径間連続PC下路桁である。

第1径間に西日暮里駅コンコース、第2径間に都道457号線および地下鉄9号線（千代田線）、第3径間に藍染川幹線下水および下水立坑があり、これらをさけた橋脚位置の選定より径間が定まっている（図-4、図-5）。

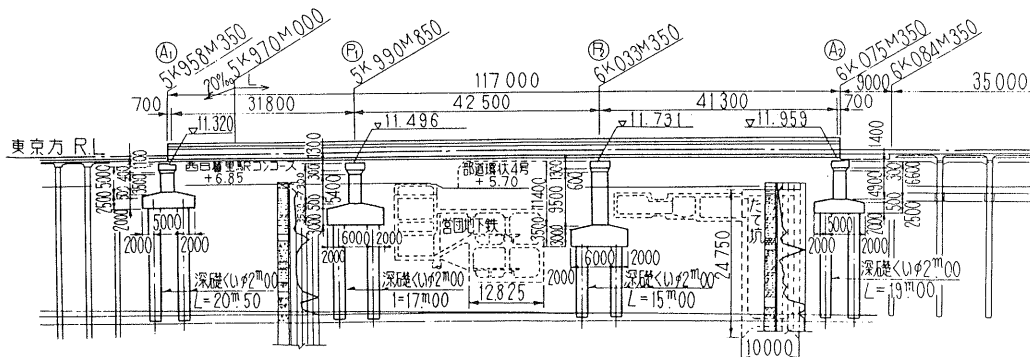


図-4 間の坂架道橋側面図

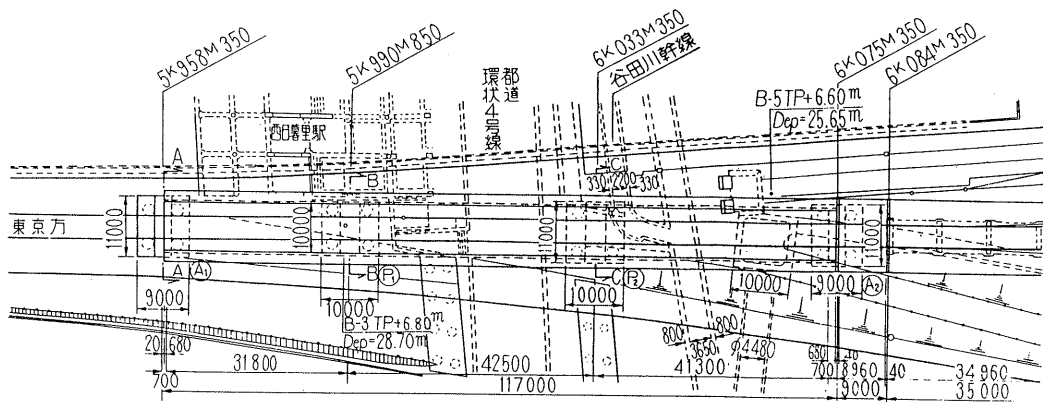


図-5 間の坂架道橋平面図

また第2径間の都道の空頭制限(4.7m)と、田端操車場構内に建設される新幹線電留線のアプローチがこの橋りょう位置より約200mの位置より開始するため、桁上のレールレベルを上げるとアプローチ区間が長くなり電留線の長さが短くなることより、それぞれの条件を満たすにはレールレベルとけた下面まで2m以下とすることが必要とされた。その結果けた形式は下路桁とした(図-6)。

断面形状は、第一径間では新幹線ルート左側の京浜南行線、右側の高架下り線の建築限界(図-7)、第一および第二径間左側の既設高架橋(西日暮里駅)、第三径間右側に併設されている荒川区道の建築限界、これらを支障しないよう制約を受ける(図-8)。

桁の架設は、西日暮里駅コンコース上、および都道になるため、旅客流動や在来交通に最も支障の少ない工法が要求された。その結果、安全面でも優れている押出し工法が採用された。

本橋りょうのスパンは31.8m+42.5m+41.3mで橋長117mである。桁の打設のブロック割は5.5m+10×10.5m+6.5mとされた。

手延べ桁の長さは30mである。手延べ桁の断面形状はI形断面が一般であるが、本橋梁は下路桁のため、ねじり剛性が小さいことが懸念されたので、手延べ桁の断面形状は箱形断面とし、手延べ桁のねじり剛性を大きくした(図-9)。

押出しは反力分散方式である。押出し装置のストロークは47cmであり、一サイクル10～15分程度であった。1ブロック製作し、1ブロック押出すことを基本としたが、都道上は道路管理者よりの要請により、1ブロックごととせず、連続して押出しを行った(図-10)。

下路桁の押出しも、この間の坂B_vの外に既に表-3のように実績が増え、ねじり剛性の小さい点を手延べ桁の剛性を高める等の配慮の上、安全に施工がなされてきている。

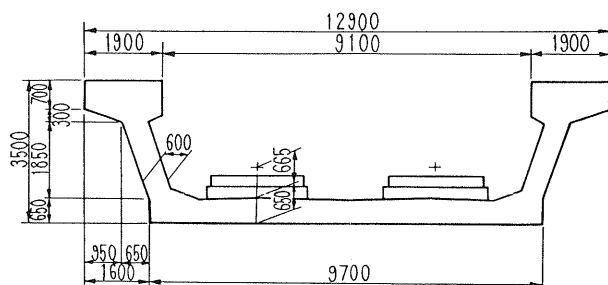


図-6 間の坂架道橋断面図

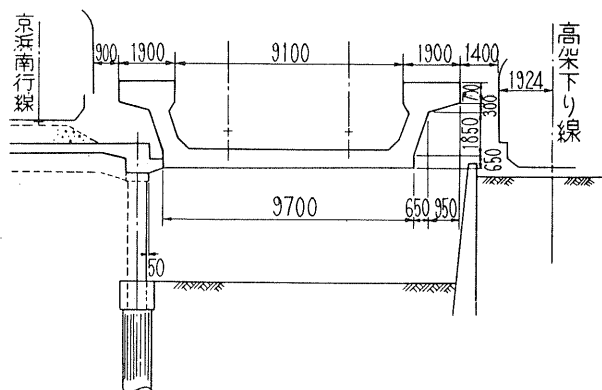


図-7 制限を受けた断面(第一橋脚付近)

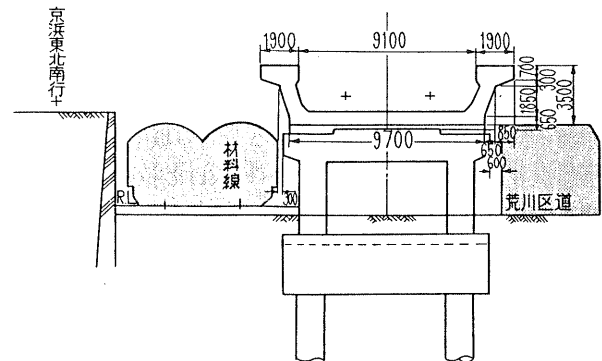


図-8 制限を受けた断面(第二橋脚付近)

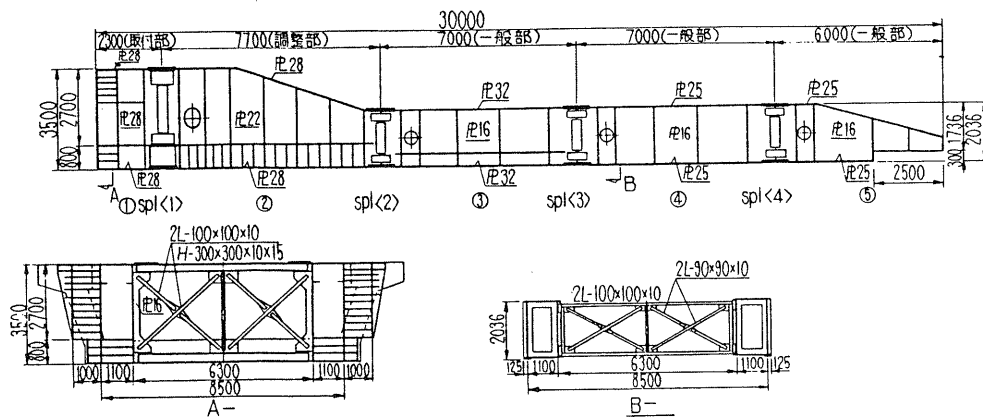


図-9

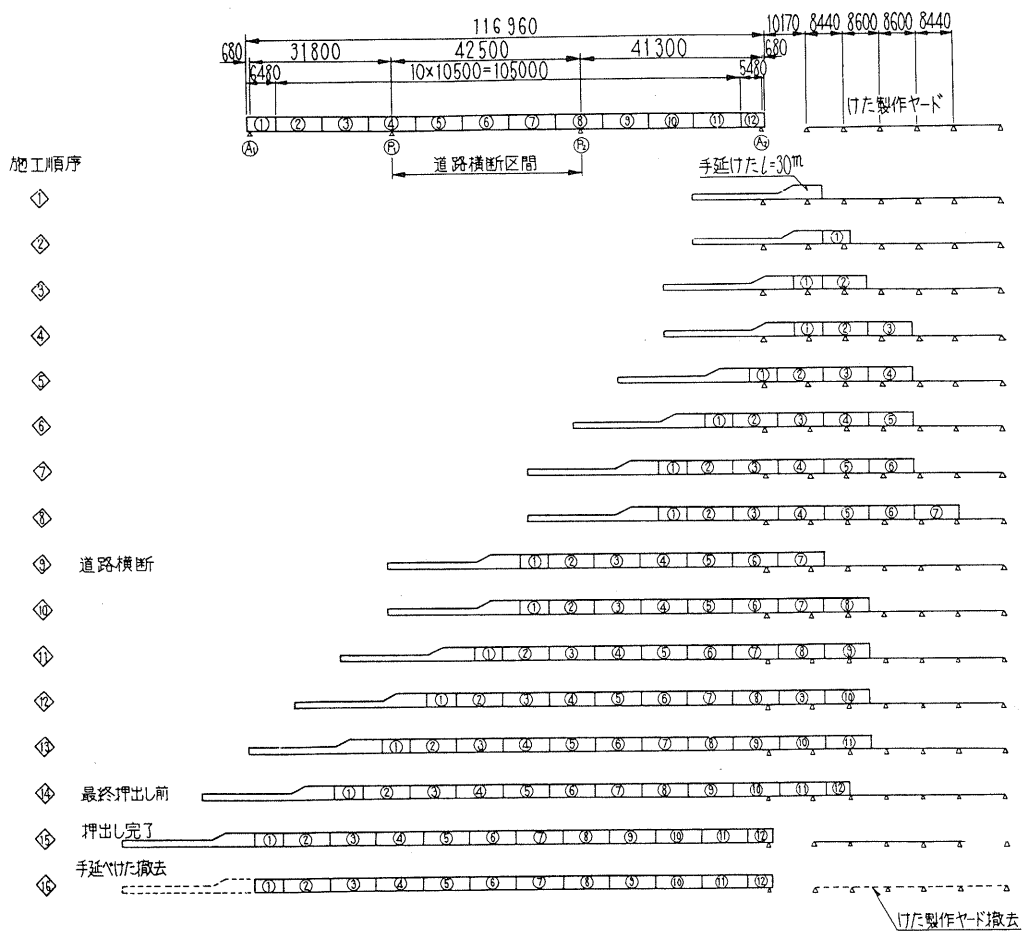


図-10 押し出し施工順序図

表-3 下路桁の押し出し工法

筑肥線玉島川 B 	構造 単線4径間連続下路桁 スパン 35.2+2×40.0+29.2m 橋長 146m 材料 コンクリート ($\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$) 959m ³ 架設PC鋼棒 ($\phi 32$) 32.2t 主ケーブル (12T15.2) 23.1t 横締め鋼棒 16.2t 鉛直締め鋼棒 ($\phi 32$, $\phi 26$) 10.5t PC鋼材合計 82.0t 鉄筋 (SD35) 64.0t
仙山線上杉山 Bv 	構造 単線単純下路桁 スパン 39.6m 橋長 40.6m 材料 コンクリート ($\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$) 254m ³ 架設PC鋼棒 ($\phi 32$) 3.4t 主ケーブル (12T15.2) 11.7t 横締め鋼棒 ($\phi 26$) 3.0t 鉛直締め鋼棒 ($\phi 26$) 3.0t PC鋼材合計 21.1t 鉄筋 (SD35) 15.3t
吉備線下石井 Bv 	構造 単線単純下路桁 スパン 38.56m 橋長 40.0m 材料 コンクリート ($\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$) 265.1m ³ 架設PC鋼棒 ($\phi 32$) 3.2t 主ケーブル (12T15.2) 8.8t 横締め鋼棒 ($\phi 26$) 2.9t PC鋼材合計 14.9t 鉄筋 (SD35) 19.7t
吉備線 富 Bv 	構造 単線単純下路桁 スパン 49.56m 橋長 51.0m 材料 コンクリート ($\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$) 410.0m ³ 架設PC鋼棒 ($\phi 32$) 3.1t 主ケーブル (12T15.2) 15.3t 横締め鋼棒 ($\phi 26$) 3.8t PC鋼材合計 22.2t 鉄筋 (SD35) 30.3t

3.2 第2武蔵野線 B_i (写真-2, 3, 4)

新幹線工事とあわせて赤羽-宮原間で在来線の通勤輸送等の為、通勤別線と併せて10の新駅が建設されている(図-11)。都内を抜けて荒川を渡り、埼玉県に入った新幹線・通勤線は併設のまま戸田市をへて浦和市に入る。浦和市に入って最初の駅(通6駅(仮称))を通り、武蔵野線本線と交叉し、さらに武蔵野大宮支線と交叉する。この交叉位置に第2武蔵野線路橋が架設された。

図-12~図-14に本橋りょうの側面図、平面図、断面図を示す。この位置には通7駅(仮称)が計画されており、ホーム桁をはさんで、新幹線上下線、通勤別線下り線の3線を支持する8主桁と、通勤別線上り線1線を支持する3主桁の4径間連続桁となっている。

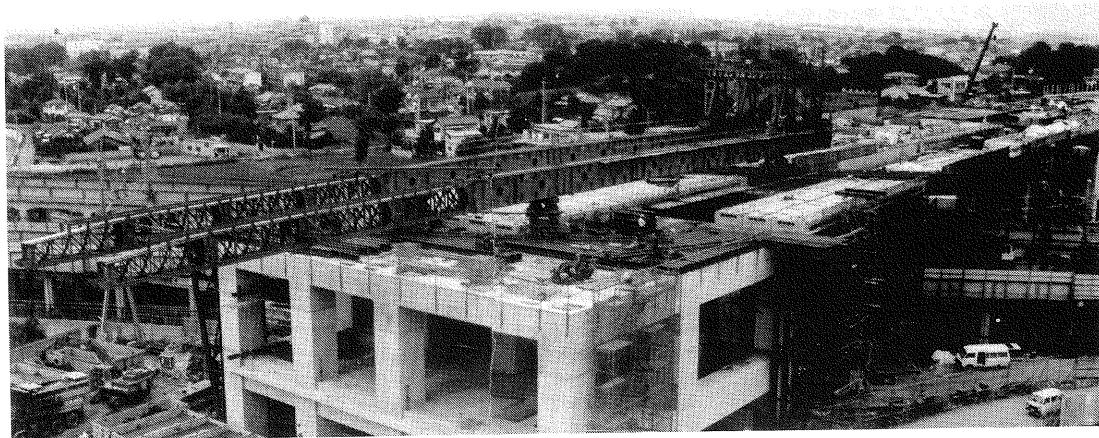


写真-2 武蔵野線 B; (全景)

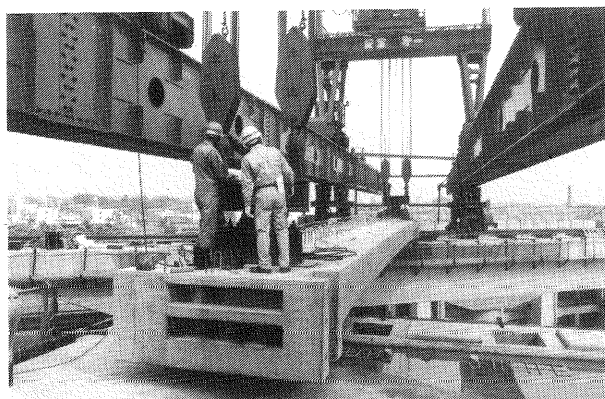


写真-3 武蔵野線 B; (桁移動中)



写真-4 武蔵野線 B; (桁架設中)

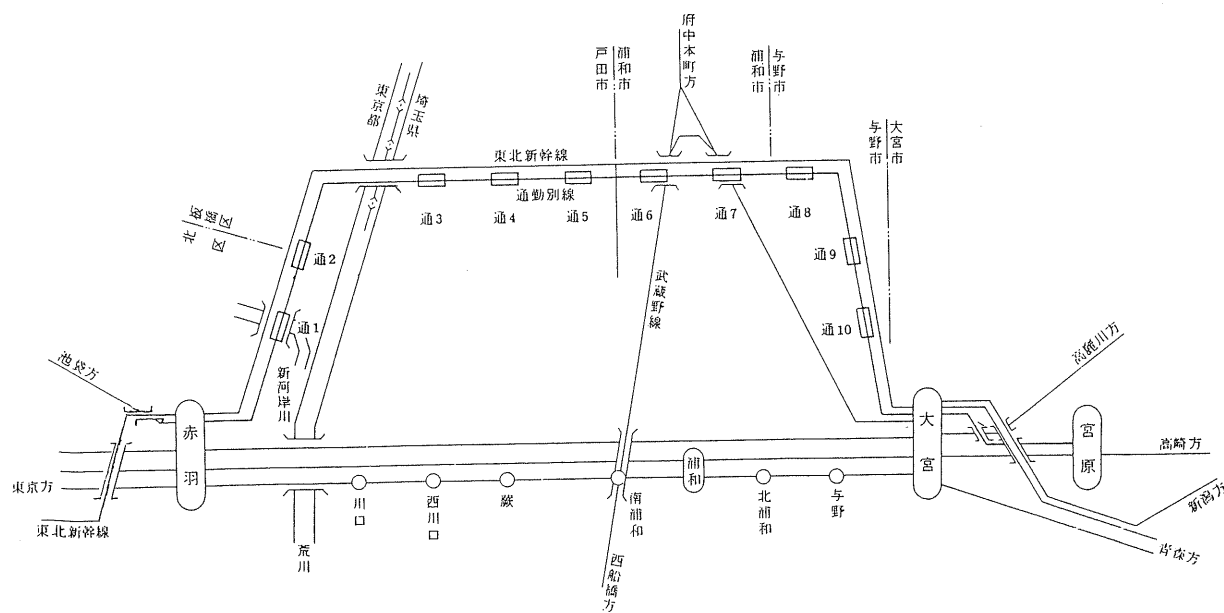


図-11 東北本線赤羽・大宮間及び高崎線大宮・宮原間線路増設(通勤別線)略図

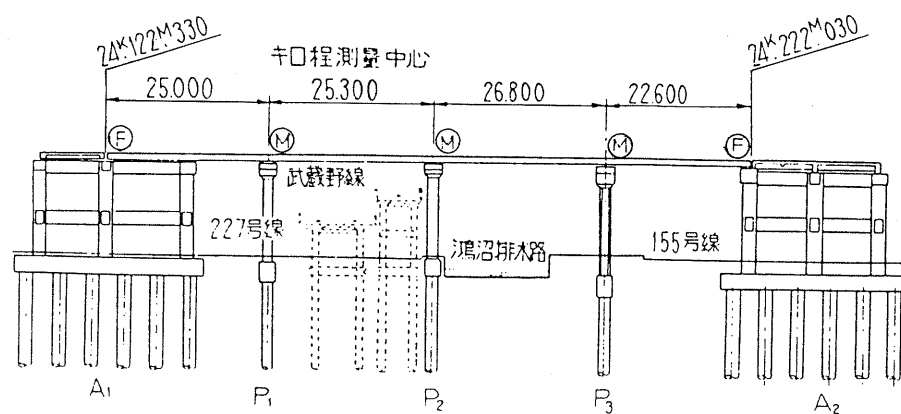


図-12 側面図

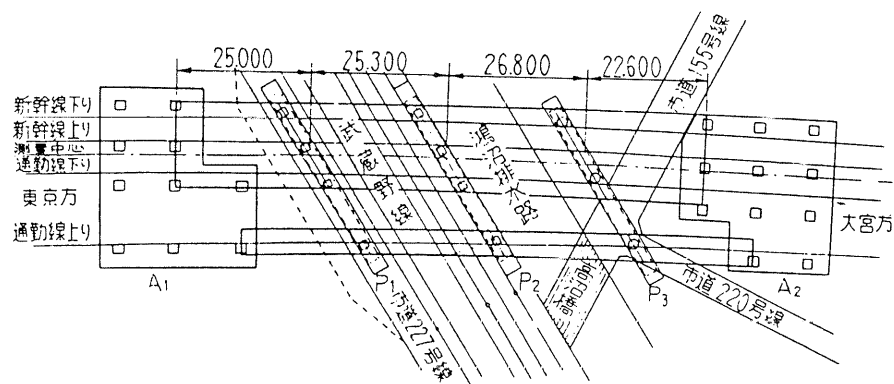


図-13 平面図

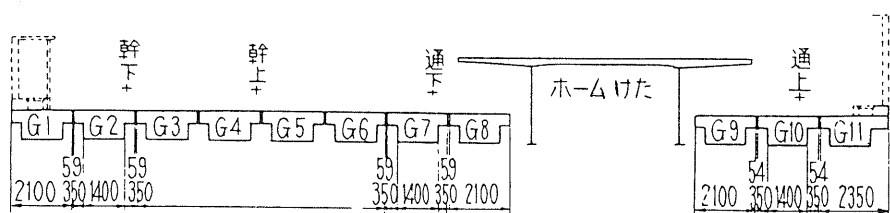


図-14 断面図

高架構造の場合、その高さを低く計画することが全体工事費の低減のための重要な要因である。図-15に浦和市全体の縦断略図を示すが、この図よりわかるように、第1武蔵野線路橋、第2武蔵野線路橋でその高さが決められている。

図-16に武蔵野線のレールレベルと本橋りょうのけた高、新幹線、通勤別線のレールレベルの関係を示す。本橋りょうはけた高を1mと極端に小さくし、浦和市全体の構造物の高さの低下を計っている。けた高とスパンの比は約1/27となっており、上路PC桁としては国鉄における最小のけた高-スパン比となっている。

桁の製作はヤードにてブロックを製作し、現場近くに搬入し、ポストテンション方式にて連結し単純プレキャスト桁を製作する。橋脚上に単純桁形式で架設したのち、連続ケーブルを配置し連続桁とするものである。単純桁としての架設はエレクションガーダーにて行なわれた(図-17)。

施工順序を図-18に示す。

プレキャスト桁の設計基準強度は 600 kg/cm^2 で、けた間には目地モルタルを注入する構造とし、けた架設後の活線上での作業を少なくするとともに、工程の短縮を計った構造としている。

図-19にPC鋼材配置を示す。

支承はゴム沓を用いた。けたコンクリートの乾燥収縮、クリープ、温度変化による伸縮量、および連続ケーブルによる弾性短縮量の値は、 A_1 橋台上では、伸縮量が大きいこと、ゴム沓の座屈に対する制限から定まる最小幅を満足させることができないためテフロン板付ゴム沓を用いて、滑らせることにより伸縮を吸収する構造とした。

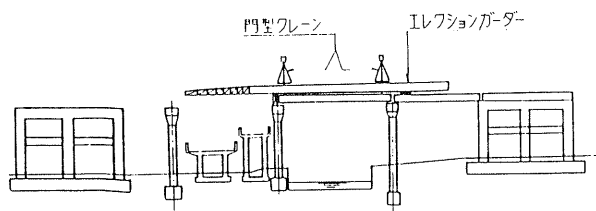


図-17 架設略図

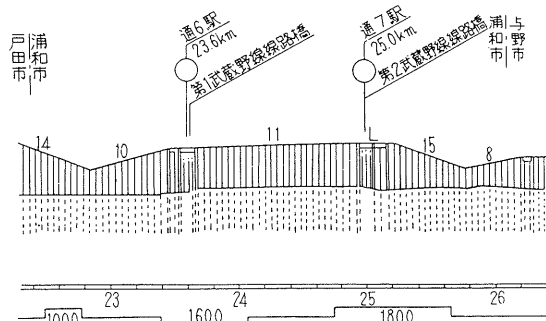


図-15 縦断略図

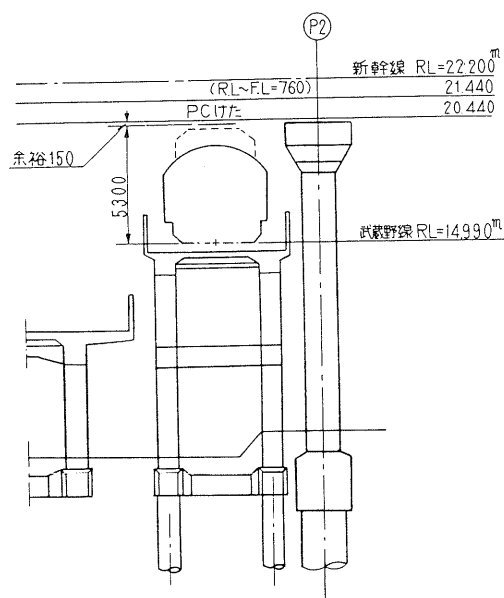


図-16

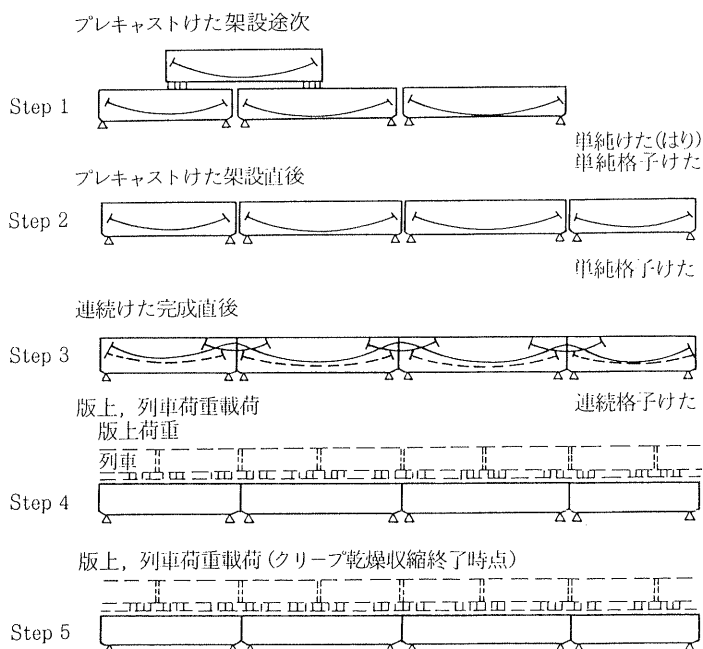


図-18 施工順序図

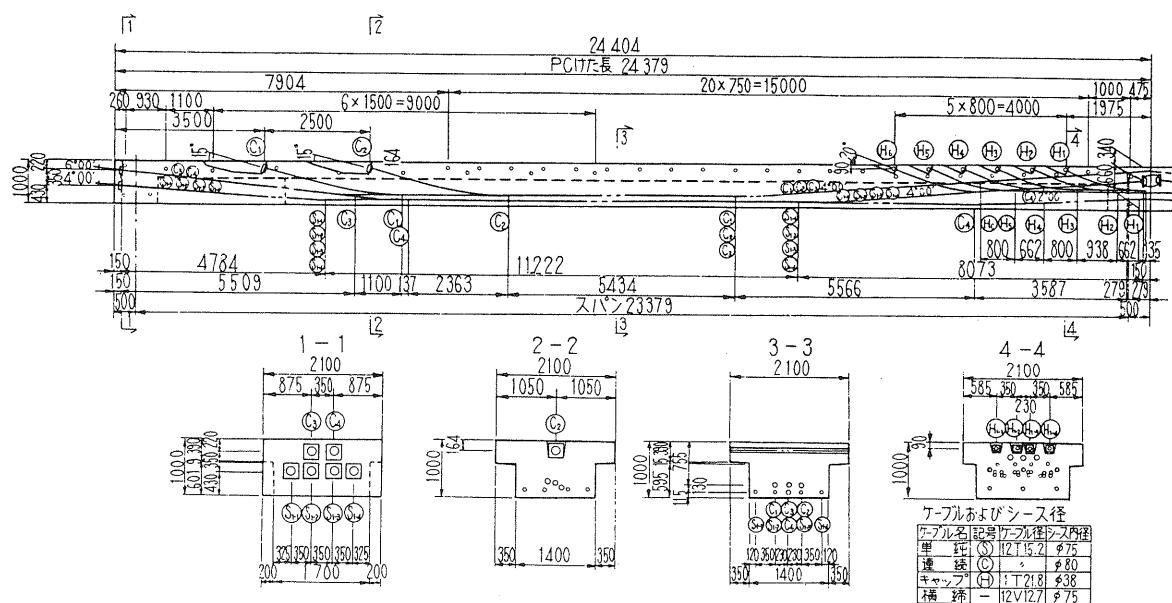


図-19 PC鋼材配置図

また戸田市内の外かく環状道路上の橋りょうもスパン割は若干異なるが同様の形式の桁で、同じような施工がなされた(図-20)。

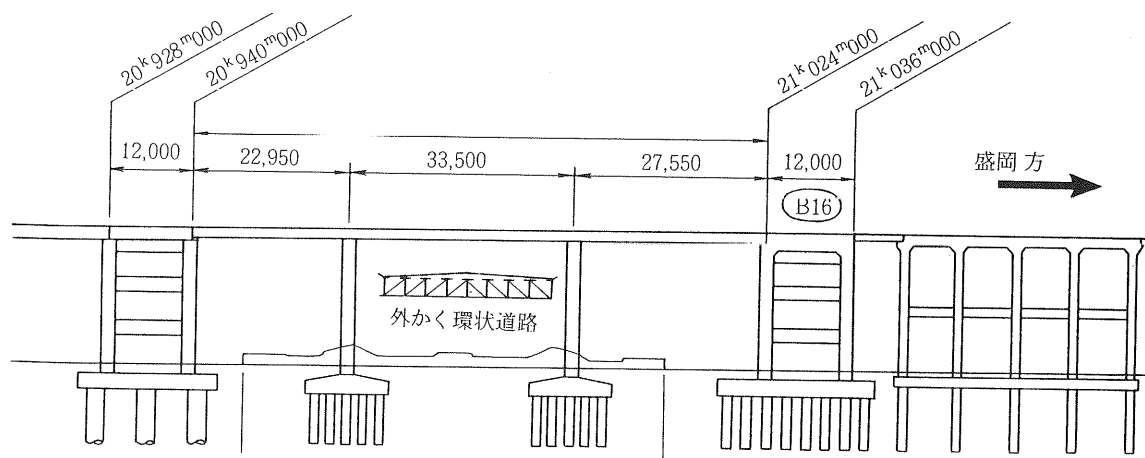


図-20 外かく環状道路上のPC桁

3.3 笹目川B (写真-5)

笹目川橋りょうは戸田市内の浦和寄りの通5駅(仮称)のすぐ浦和市側に造られる橋りょうである。通勤新線の駅のホーム位置の関係で通勤別線の下上線間が開いている。そのため新幹線上下線と通勤別線下り線の3線構造の桁と、通勤別線上り線1線のみが架設された。

3線構造の一般図を図-21に示す。2室箱形桁である。また単線構造の一般図を図-22に示す。桁はその一部に半径800mの曲線を含んで

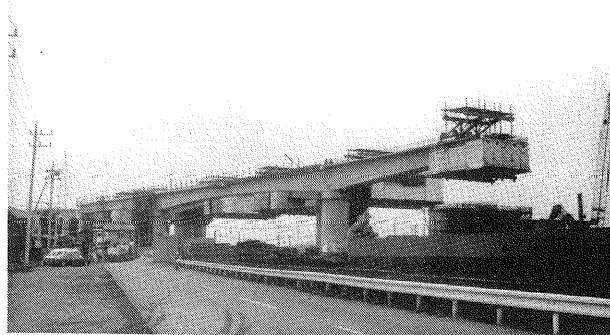


写真-5 笹目川橋梁(施工中 全景)

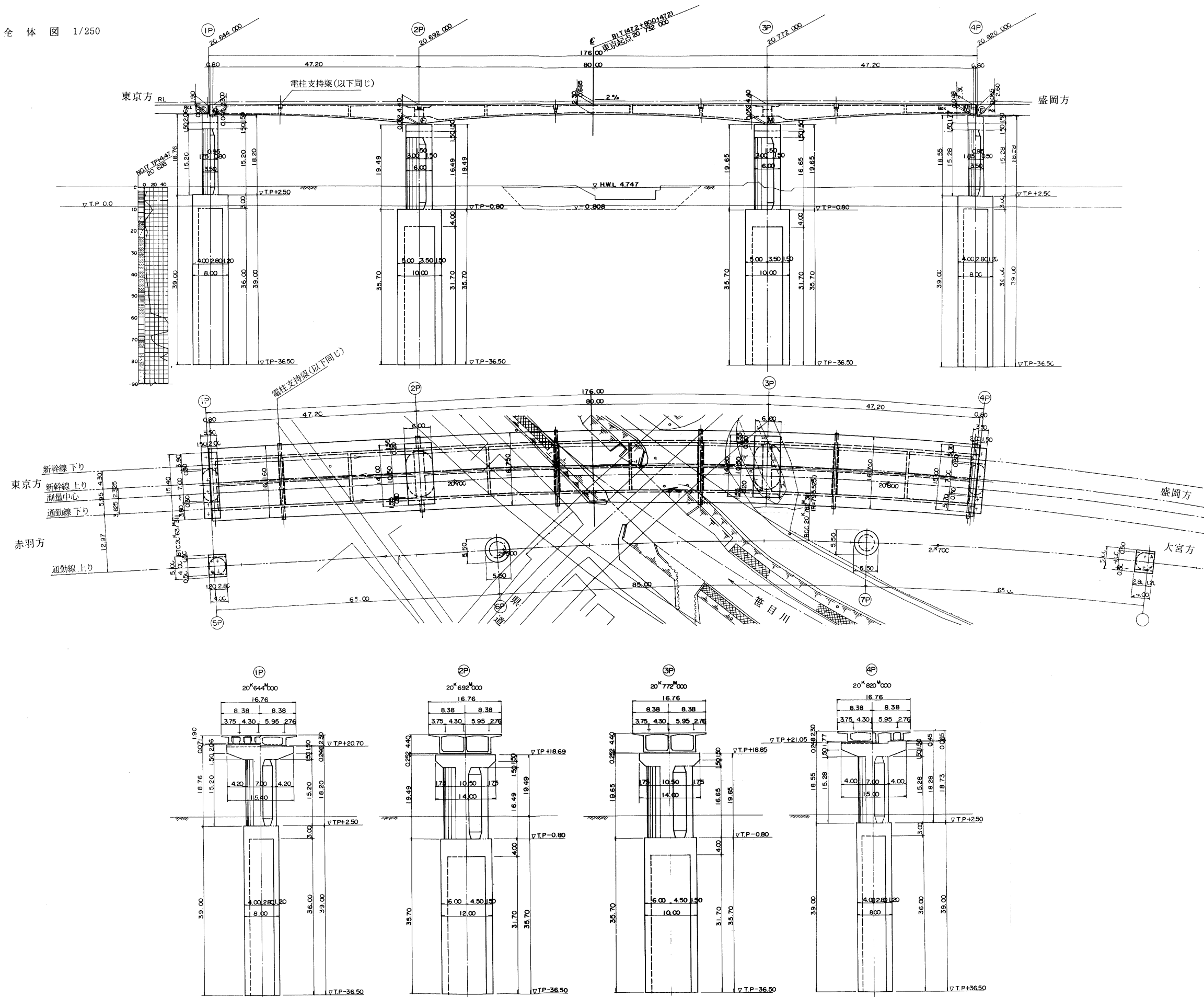
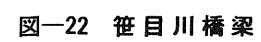
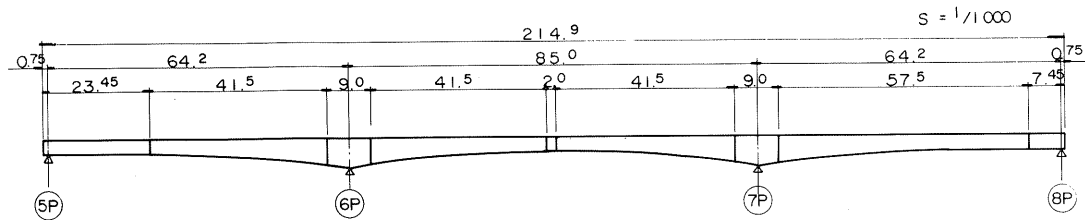
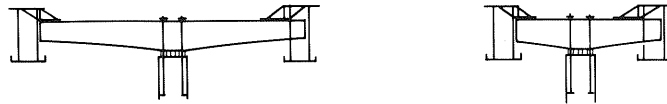


図-21 笹目川橋梁

[illegible]



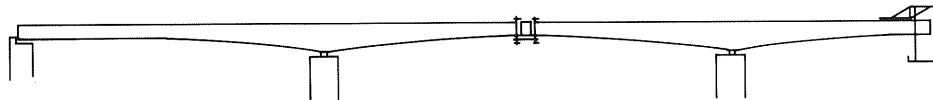
1) 張出し架設



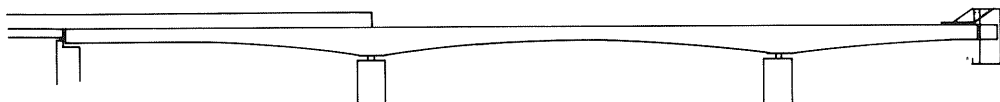
2) 起点側側径間支保工部施工



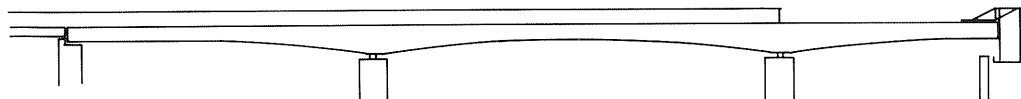
3) 中央連結部施工



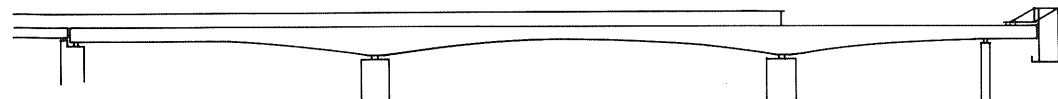
4) ㊸ブロック施工および高欄，地覆施工(1)



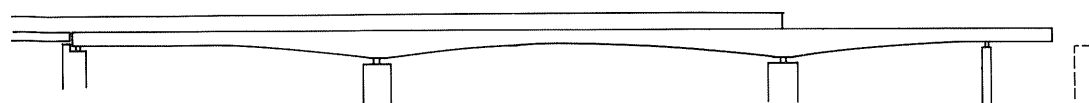
5) 仮支柱組立および高欄，地覆施工(2)



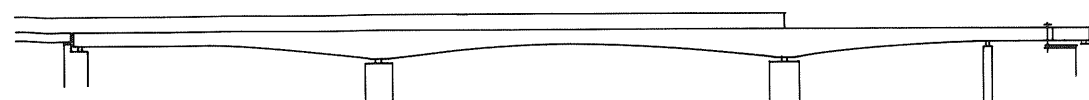
6) 仮支柱組立後㊸ブロック～㊾ブロック施工



7) 張出し架設修了，㊿橋脚施工



8) 終点側側径間支保工部施工



9) 高欄，地覆施工(3)

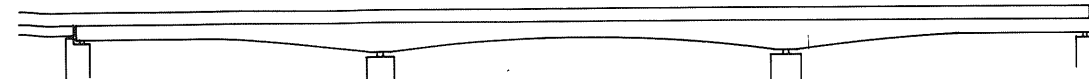


図-23 笹目川橋梁施工順序図

いる。

コンクリートの設計基準強度は 450 kg/cm^2 で主ケーブルは 12 T 15.2 mm (SWPR-7 B 相当品) を使用した。施工はカンテレーバー施工である。

通勤上り線の 8 P は支障移転の遅れのため、他の橋脚よりも大幅に工事の着工が遅れた。開業予定に間に合わせるために、図-23 の施工順序図に示すように 8 P の手前に仮支柱を設け、橋脚の立ち上りを待って、側径間橋脚上を施工した。

この橋梁の沓もすべてゴム沓を用い、図-24 に 2 P, 3 P 上のゴム沓を示す。このゴム沓の 1 沓当りの反力は約 1,990 t である。

沓の据え付けは、台座鉄筋にボルトを溶接し長ナットにて高さ調整を行ない、次に位置を合わせる (図-25)。沓の下面には無収縮モルタルを注入する。注入方法は、図-26 に示すように高さ 1 m の位置より空気が混入しないよう流し込み、1 ~ 2 cm 程度もりあげてから所定の高さに仕上げた。無収縮モルタルの注入を写真-6 に示す。ゴム沓に桁の乗った状況を写真-7 に示す。

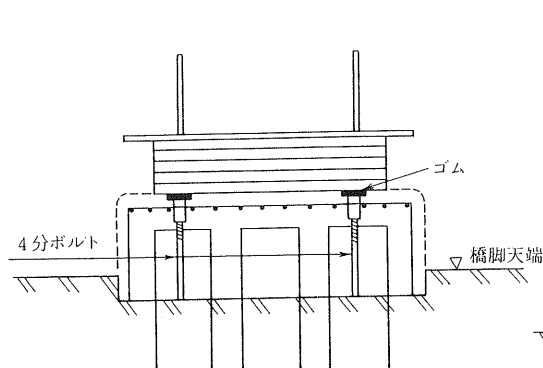


図-25 ゴムシューの据え付け

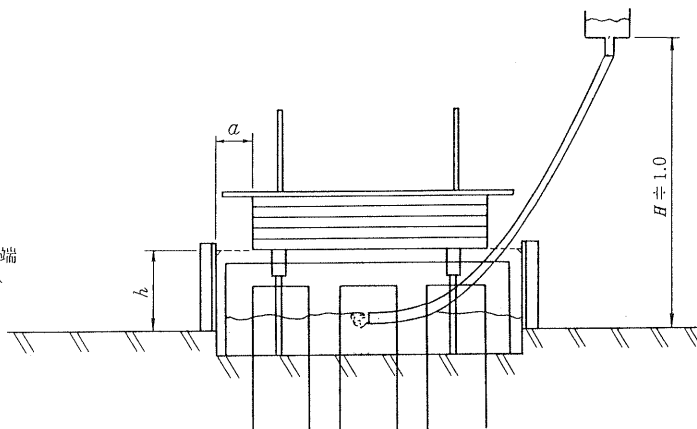


図-26 シュー下面へのモルタル注入

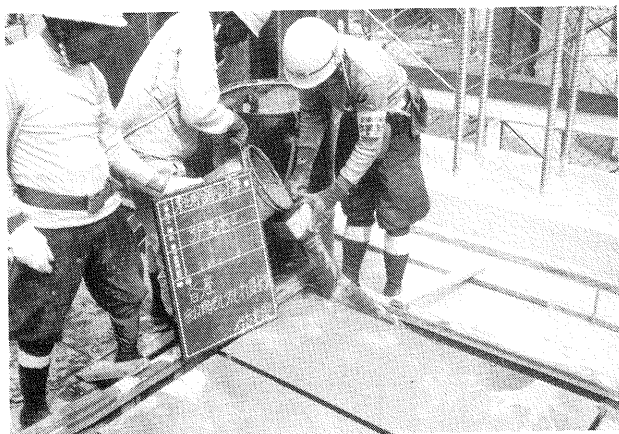


写真-6 ゴムシュー下面へのモルタル注入

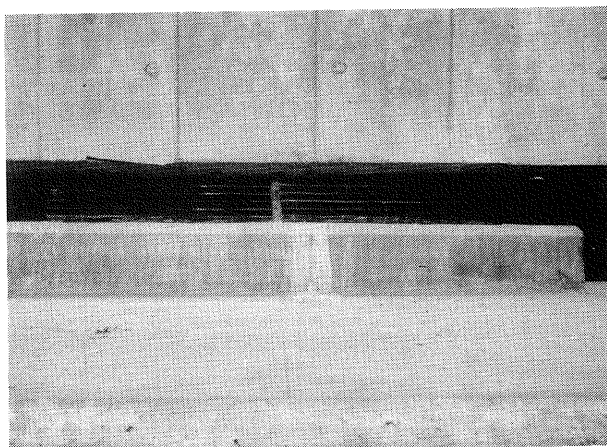
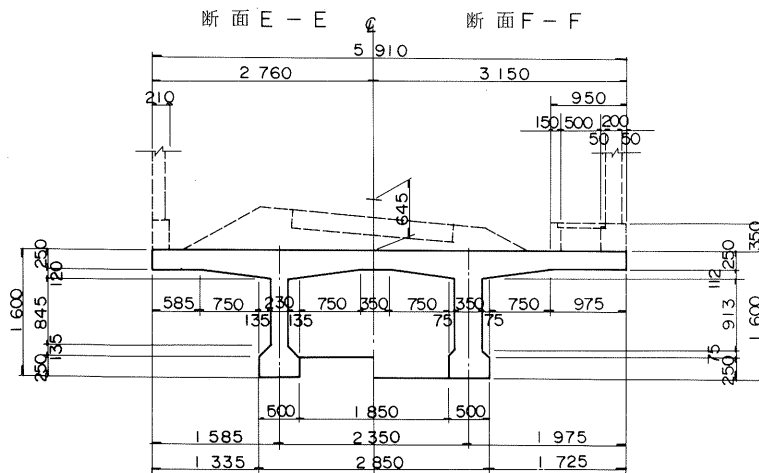
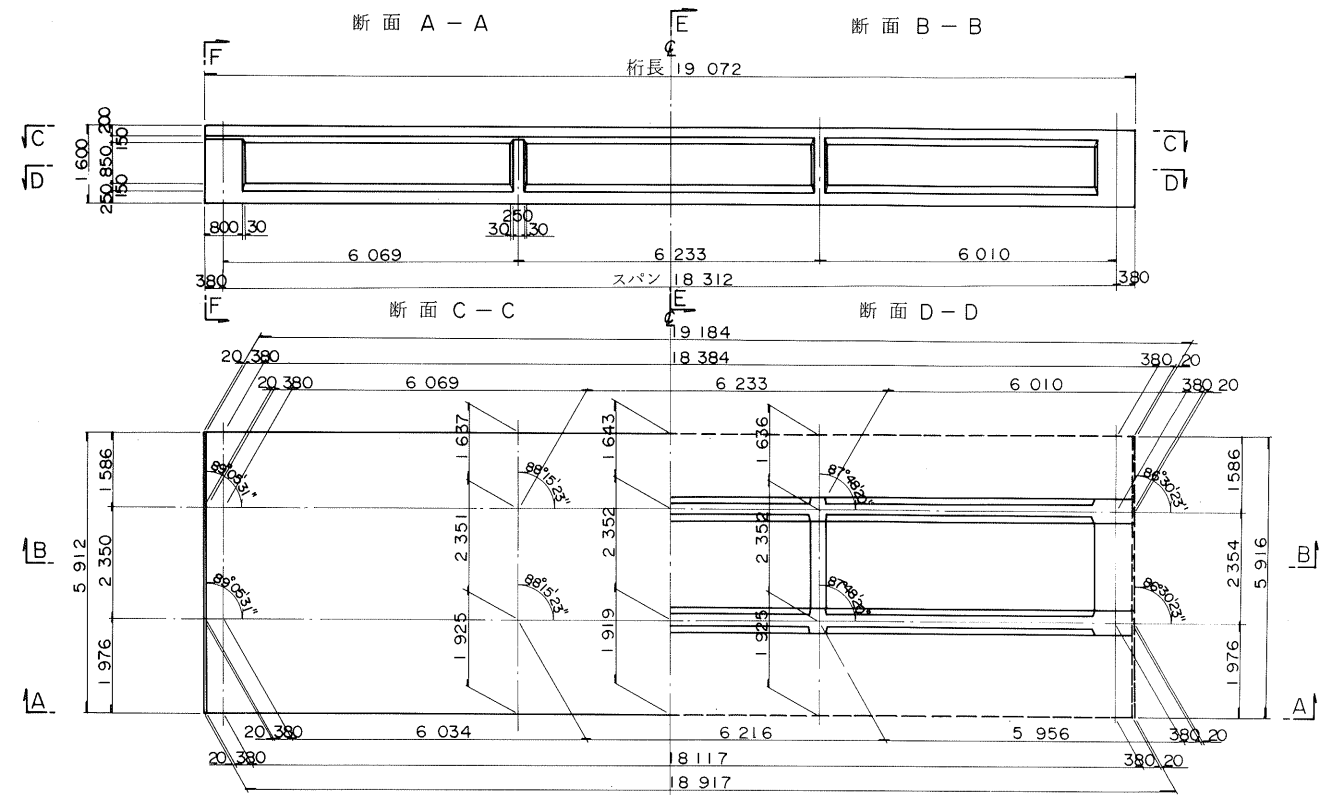


写真-7 ゴムシュー (据え付け終了)

一般図



種別	材料位置	コンクリート(kg/cm ²)		鉄筋 PC鋼材(kg/cm ²)	
		上縁	下縁	最下段	重心位置
ブト導 入時	プレストレス	-20.3	141.4		85.7
	自重作用時	1.9	84.2		82.5
有効レ ス作 用	プレストレス	-18.7	106.3		69.1
	全静荷重作用時	29.1	-12.9		74.8
	全設計荷重作用時	50.0	(-63.9)	1 521	82.5
曲げ破壊安全度		1.09			

反力表

	死荷重 (t)	活荷重 (t)	最大反力 (t)
①	60.5	36.7	97.2
②	67.9	35.6	103.5

設計条件

桁		長		19 ^m 072
ス		バ		ン
斜		道		形
軌		道		式
列		車		荷
設		計		水
曲		線		半
コン ク リ ー ト	ク	リ	ー	フ
	乾	燥	収	縮
	粗	骨	材	の
	強	度	設	計
	度	度	基	準
	度	度	強	度
	度	度	400	kg/cm ²
	度	度	350	〃
支 承 種 別	フ	レ	ス	ト
	レ	ス	ト	レ
	ス	ト	レ	ス
	ト	レ	ス	ト
	ト	レ	ス	ト
	ト	レ	ス	ト
	ト	レ	ス	ト
	ト	レ	ス	ト
P C 鋼 材	主	ケ	ー	ブ
	主	ケ	ー	ブ
	主	ケ	ー	ブ
	主	ケ	ー	ブ
	主	ケ	ー	ブ
	主	ケ	ー	ブ
	主	ケ	ー	ブ
	主	ケ	ー	ブ
鉄 筋	引	張	強	度
	降	伏	点	応
	許	応	力	容
	許	応	力	容
	許	応	力	容
	許	応	力	容
	許	応	力	容
	許	応	力	容
(SD35)	腹	鉄	筋	の
	腹	鉄	筋	の
	腹	鉄	筋	の

図-27 急速施工用 PRC 桁

3.4 急速施工

地元協議等の遅れから、工事着手の遅れた地区では急速施工が採用された。1つの方法は鋼材による仮橋脚とプレキャスト桁の架設である。プレキャスト桁は単線構造としスパン20m程度以下としている。死荷重は約130tでクレーンにより架設した。スパン15m未満はRC構造としているが、それ以上のものは、クリープたわみを小さくすること、けた重量を小さくすること、経済性を考慮することよりPRC構造とした。桁の一例を図-27に示す。

下部工はH形鋼にてけた自重を支える骨組をつくり、沓座も鋼製にて製作し、この上に桁を架設する。桁の上での軌道工事と並行して、H形鋼の外側に鉄筋を配置し、コンクリートを打設してSRCの橋脚としている。施工中の様子を写真-8、写真-9に示す。



写真-8 H形鋼の橋脚と桁架設 (1)

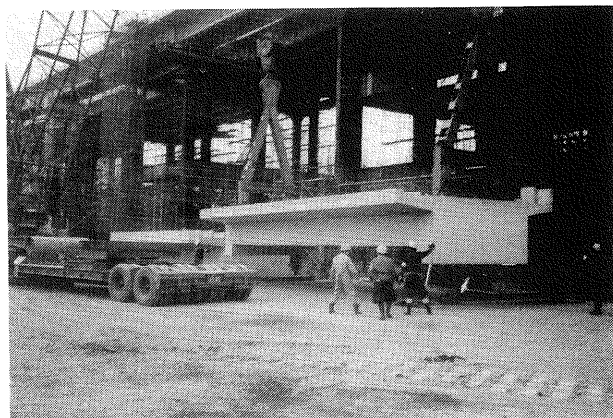


写真-9 H形鋼の橋脚と桁架設 (2)

もう1つの例としては、H形鋼のかわりにPCパイルを用いた橋脚がある。橋脚のコンクリート打設をせずに、PCパイルをフーチング上に建込み、桁をうける梁の鉄筋コンクリートを施工し、シュー、ストッパーを配置する。その上に桁を架設し軌道工事を可能とさせ、軌道工事に並行して橋脚鉄筋コンクリートをPCパイルを巻込んで施工する。コンクリートの打設順序を図-28に示す。また施工中の様子を写真-10、11に示す。

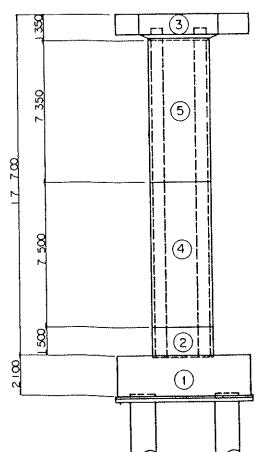


図-28 基礎・柱・梁
コンクリート打設
順序図

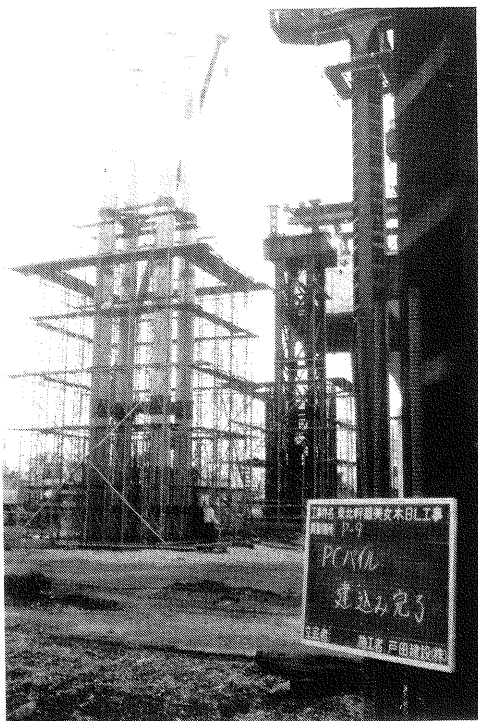


写真-10 PCパイル建込み

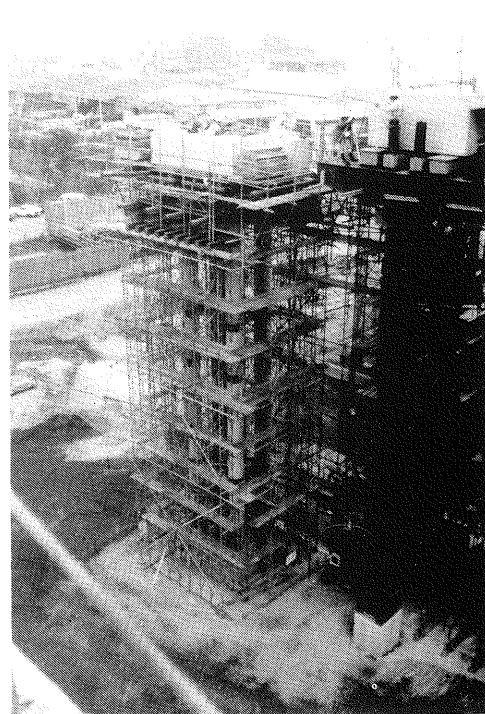


写真-11 けた座鉄筋コンクリート施工

4. 技術上の問題点

4.1 PCグラウト

既設のPC桁を撤去する機会に、その桁をこわして内部の状況を調査した結果、PCグラウトについて幾つかの問題が見られた。

- (1) PCケーブルの定着コーン付近には空隙の見られるものが多い。
- (2) 全長に渡ってグラウトの全くされていないケーブルが存在する。
- (3) 鉛直鋼棒で桁上縁の定着部を後埋めコンクリートで保護しているもののほとんどが、後埋めコンクリート部から水が浸透し腐食しており、一部の鋼棒は破断していた。またこれら鋼棒のグラウトはシースと鋼棒との隙間が小さいためか、てん充の不十分なものが多かった。

また、近年10数年経過したPC桁の桁下面にサビ汁が見られたり、縦ひびわれが見られたりする桁があり、調査した結果、グラウトが忘れられたり、不十分であるものが発見されている。

このような状況から、現行のPCグラウトの施工方法、グラウトの配合等について再検討する必要があると考えている。グラウトの改善について若干の検討を行った結果を以下に紹介する。

現行のPCグラウトの方法は、注入終了後、シース内の圧力を注入圧に保ったまま、注入口、排出口のチューブを折り曲げて閉じ、このまま放置している。

PCグラウトは注入口付近では、シースの勾配に沿ってシース断面の下面を流下し、シース最下部を通過し、上り勾配になるとPCグラウトの先端はシース断面に充満した状態で上がってゆく(図-29)。

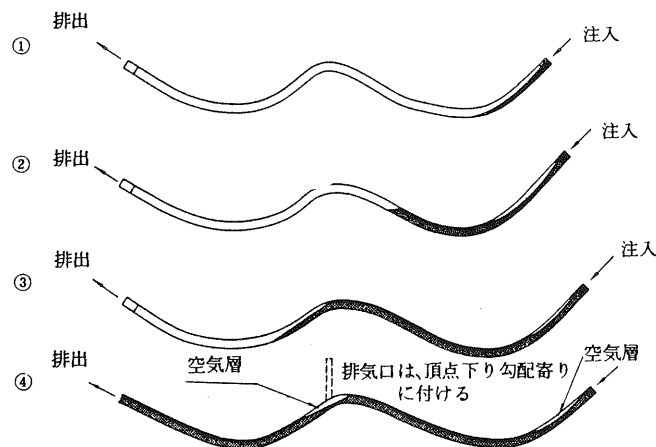


図-29 注入中のPCグラウトの流れ

- ①について、シースの下り勾配に向って注入すると、PCグラウトはシース断面に充満することなくシース底部に沿って流下する。
- ②について、PCグラウトの先端が、シース最低点を通過し上り勾配の区間に入ると、PCグラウトの流動抵抗が増し、先端部は、シース断面に充満して進むようになる。この時点で、下り勾配のシース中に空気層が残留する。この空気量は、流動性のよいPCグラウト程大きくなる。
- ③について、PCグラウトの先端がシース頂部を通過し、下り勾配に入ると、PCグラウトは、シース断面上部に空気層を残して、自然流下する。
- ④について、②と同様な現象により、下り勾配部のシース断面上部に空気層が残る。

PCグラウトはこのように一番近い箇所からシース断面に満ちてくるので注入口付近等シース上面には空気を取り残されることとなる。

また注入口、排気口を閉じた後、PCグラウトのブリージング水は定着具背面等上部に集まってくる。

このように、現行のグラウトの施工法、配合ではシース内に完全にグラウトをてん充することは非常に困難である。

グラウトを完全に行うために、配合と施工法についての検討を行った。

(i) 配合について

PCグラウトが完全にてん充されるためには

a ブリージングの生じない配合とする。

b ブリージングが生じて、PCグラウトの体積膨張でブリージング水を完全に排出できる配合とする（排出可能な施工法とすることも必要）

このaかbのどちらかの条件を満たすことが必要である。aの条件を満足するPCグラウトもコストが若干高いが存在しているのでbの条件を満足できる配合等の検討が不十分の場合はaの条件を満足するPCグラウトを用いるのが望ましい。

以下bの条件を満足する配合の可能性を検討した結果を紹介する。

ブリージング率の小さいPCグラウトを得るためW/Cを小さくし、コンシステンシーを得るための流動化剤を加えた配合を中心として注入試験を行った。膨張には今までと同様アルミ粉末を用いた。アルミ粉末による膨張の終結時期はアルミ粉末の比表面積、表面の処理状態、PCグラウトの温度の影響を受け易く、ブリージング水を追い出すように膨張時期をコントロールするのは困難であった。アルミ粉末の表面に反応速度を制限する処理をした場合、及びPCグラウトの温度の低い場合には比較的ブリージング水の排出に効果的な膨張時期となった。

しかし一般的な配合を見出すことは困難であり、特殊なノンブリージング材以外の配合では施工性を維持してかつブリージングのない配合は見い出せず、またアルミ粉末の膨張特性も非常にバラついていた。

試験練りを施工に先立ち行ない、実際に用いる材料を用いて、練り混ぜ温度も実情に合わせ、膨張率とブリージング率の大きさと時間変化を調べ、ブリージング水が膨張によって排出可能か確認することが大切である。この場合、ブリージング率と膨張率の単純な比較でなく、注入が終了してからの膨張率とブリージング率の比較が大切である。

注入試験に用いた配合とその特性を表-4に示す。

表-4 注入試験結果

□で示した値はシース内のブリージング水等の排除が困難と思われるもの

配合はセメント1袋(40kg)に対する値で示す

配合はセメント1袋(40kg)に対する量である。

混和剤名称	発泡剤名称	W/C	セメントメーカー	外気温 (℃)	ミキサー 回転数 (rpm) 羽根枚数	練り混ぜ 時間 (分)	コンシステンシー		ブリージング率			膨張率(%)				記 事
							J ロート (秒)	30分後	最終 大 値	経練り 過混 時間ぜ	24 時間 後	経 過 時 間				
												経過 時間	練り 混ぜ 後	経過 時間	練り 混ぜ 後	
(CONBEX 208) 粉 末 480 1.2	混和剤に混入されている	45	アサノ	13.0	1,000rpm 2 枚羽根	3+3	51.0	67.4	0	—	0	4.1	6.2	6.9	7.0	○ノーブリージング。気温が高くなると膨張発現が早くなる。 ○1,000rpm以上の回転数を有するミキサーを用いなければ練り混ぜ不良となる。注入には電動ポンプを用いること。 ○ブリージング発生にばらつきあり。 ○気温が高くなると膨張発現が早くなる。
(ボリス 68) 粉 末 100 0.25	(C-300)	40	アサノ	13.5	"	3	9.5	7.0	(2.1)	5h	0	2.9	7.2	9.1	8.4	
				12.7	"	3	11.2	11.3	1.5	4h	0	1.6	5.3	7.6	6.6	
				7.0	"	3	7.8	8.4	1.8	4h	0	0	0.6	4.8	4.4	
(ボリスGF630) 粉 末 400 1.0 (NP-10) 液 体 80 0.2	混和剤に混入されている。	39	オノダ	20.0	"	3	7.0	16.0	(2.5)	12h	0	1.5	3.4	8.5	5.9	
(ボリスGF630) 粉 末 400 1.0	混和剤に混入されている	40	チチブ	14.5	1,000rpm 3 枚羽根	3	7.1	13.5	1.4	5h	(1.3)	0.8	3.5	6.4	5.6	
					"	5	6.9	14.2	1.4	2h	(0.3)	1.1	3.7	5.2	4.5	
					730rpm	3	6.5	9.8	1.7	5h	(0.6)	1.5	3.2	4.1	3.7	
					"	5	6.6	11.8	1.7	5h	(0.9)	1.8	3.6	4.4	3.4	

混和剤名称 重 量 C× (g) (%)	発泡剤名称 重 量 C× (g) (%)	W / C (%)	セ メ ン ト メ ー カ ー	外 気 温 (℃)	ミキサー 回 転 数 (rpm) 羽根枚数	練り 混ぜ 時 分 (分)	J ロ ー ト (秒)		ブリージング率		膨 張 率 (%)				記 事	
							直 後	30分後	最 大 値	経 練り 過 過 混ぜ 時 時 ぜ 間 ぜ 後	24 時 間 後	経 練り 過 過 混ぜ 時 時 ぜ 間 ぜ 後				
												(%)	(%)	0.5h		1h
(ボゾリスGF 700 粉 末 400 1.0	混和剤に混入さ れている。	34	オノダ	30.0	1,000rpm 2 枚羽根	3	8.0	9.4	0.8	3h	0	3.6	4.4	5.0	—	○ブリージング発生にばらつ きあり。 ○気温が高くなると膨張発現 が早くなる。
		#	#	20.0	#	3	8.6	13.0	0.5	5h	0	0.8	3.3	5.0	—	
		33	チチブ	19.5	730rpm	3	13.1	16.8	0	—	0	1.8	2.9	5.3	5.3	
		#	#	#	#	5	12.2	15.8	0	—	0	2.1	2.9	5.1	5.1	
		#	オノダ	16.0	1,000rpm 2 枚羽根	3	9.3	13.6	0	—	0	2.9	5.2	6.0	5.1	
		37	アサノ	13.0	730rpm	3	8.0	17.0	0.5	4h	0	3.2	4.2	4.0	2.8	
		#	#	#	#	5	7.2	17.8	0.5	3h	0	2.3	2.8	2.8	2.1	
		35	#	9.0	1,000rpm 2 枚羽根	3	9.3	15.5	1.0	5h	0	5.4	6.5	8.3	6.0	
〔ボゾリスGF 700A ₂ (1)〕 粉 末 400 1.0	混和剤に混入さ れている。	33	オノダ	12.0	#	3	12.3	27.6	0.7	5h	0	0	0.9	6.6	8.3	○ブリージング発生にばらつ きあり。 ○アルミの発泡を遅らせる CONEC 処理した発泡剤を 使用している。
		#	#	#	#	5	11.6	19.3	0	—	0	0.1	0.8	7.0	7.8	
		35	アサノ	4.0	#	3	8.5	11.1	0.5	4h	0	0	0.5	4.4	5.5	

混和剤名称 重 量 (g) C× (%)	発泡剤名称 重 量 (g) C× (%)	W / C (%)	セメントメーカー	外 気 温 (℃)	ミキサー 回 転 数 (rpm) 羽根枚数	練り 混ぜ 時 分 (分)	J ロート (秒)		ブリージング率 最 経練り 大 過 過 値 時 ぜ (%) 間後	24 時 間 後 (%)	膨 張 率 (%)				記 事		
							直 後	30分後			経 過 時 間	練り 混ぜ 後	経 過 時 間				
													0.5 h	1h		3h	24h
(デンカFT 800 G) 粉 末 400 1.0	混和剤に混入さ れている。	44	オノダ	30	1,000rpm 2枚羽根	3	11	34	0.5	8h	0	3.5	5.6	6.7	3.4	○ブリージング発生にばらつ きあり ○気温が高くなると膨張発現 が早くなる。	
		"	"	20	"	3	14	16	0.7	8h	0	5.0	6.7	7.1	7.3		
		"	チチブ	21	"	3	11	21.5	0	—	0	5.2	6.1	6.2	4.1		
		"	"	"	"	5	12.5	18.8	0	—	0	4.9	5.2	4.9	3.9		
		"	"	"	730rpm	3	9.6	16.6	0	—	0	1.8	3.3	3.0	3.1		
		"	"	"	"	5	10.0	15.3	0	—	0	3.5	4.3	4.1	4.1		
		"	アサノ	15	"	3	15.6	46.0	0.3	4h	0	3.4	5.2	5.6	4.9		
		"	"	"	"	8	16.8	23.0	0.4	4h	0	3.3	4.3	4.6	3.7		
		"	"	"	"	13	15.4	19.0	0.3	4h	0	2.7	3.2	3.0	1.8		

混和剤名称 重 量 (g) C× (%)	発泡剤名称 重 量 (g) C× (%)	W / C (%)	セメントメーカー	外 気 温 (℃)	ミキサー 回 転 数 (rpm) 羽根枚数	練り 混ぜ 時 分 (分)	コンシステンシー J ロート (秒)		ブリージング率		膨 張 率 (%)				記 事	
							直 後	30分後	最 大 値	経練り 過混ぜ 時 後 (%)	24 時間 後 (%)	練り 混ぜ 後 経過 時間				
												0.5 h	1h	3h		24h
(フジサワ バリックGL) 液 体 480 1.2	(フジサワ バリックGP) 粉 末 240 0.6	39	オノダ	30	1,000rpm 2 枚羽根	3	6.5	8.0	0.9 5h	0	2.4	2.8	5.7	—	○ブリージング発生にばらつきあり ○発泡を遅らせる処理をしたアルミ粉末を用いている。	
		〃	〃	20	〃	3	6.6	9.0	1.8 8h	0	0	0	2.4	4.0		
		37	アサノ	12	〃	3	9.6	24.2	0.5 5h	0	2.4	3.0	7.0	9.8		
		39	オノダ	10.5	730rpm	3	6.7	7.6	0 —	0	2.5	3.0	5.3	8.7		
(フジサワ バリックG) 液 体 480 1.2	(フジサワ FC-1550) 粉 末 2.4 0.006	39	オノダ	20	1,000rpm 2 枚羽根	3	12.4	10.0	(2.1) 8h	0	2.2	5.3	7.1	7.1	○ブリージング発生にばらつきあり ○発泡を遅らせる処理をしたアルミ粉末を用いている。	
		38	〃	14	〃	3	9.5	10.5	0 —	0	1.8	2.4	4.3	6.5		
		〃	〃	〃	〃	3	6.4	7.2	0 —	0	0.9	2.4	5.0	6.8		
		37	アサノ	5	1,000rpm 2 枚羽根	3	7.8	(測定不可)	0 —	0	2.4	3.4	3.4	3.4		
(竹本油脂 GP-501) 液 体 360 0.9	(A) 粉 末 1.6 0.004	35.5	オノダ	30	1,000rpm 2 枚羽根	3	8	13	0.7 5h	0	4.8	5.3	6.5	3.0	○ブリージング発生にばらつきあり ○気温が高くなると膨張発見が早くなる。	

混和剤名称 重量 (g) C× (%)	発泡剤名称 重量 (g) C× (%)	W/C (%)	セメントメーカー	外気温 (℃)	ミキサー回転数 (rpm) 羽根枚数	練り混ぜ時分 (分)	コンシステンシー (秒)		ブリージング率		膨張率 (%)				記 事	
							直 後	30分後	最大値 (%)	経練り過混ぜ時間後 (%)	24時間後 (%)	練り混ぜ後経過時間				
												0.5 h	1h	3h		24h
(竹本油脂) GP-501 液体 400 1.0	(A) 粉 末 2.0 0.005	35.5	オノダ	20	1,000rpm 2 枚羽根	3	6.2	9.5	(2.5) 4h	0	1.6	4.5	8.1	5.7		
		1.4 0.0035	"	"	"	3	7.0	9.0	1.6 4h	0	0.8	2.4	3.2	3.2		
		3.0 0.0075	35	チチブ	21.5	"	3	7.1	10.5	0.4 5h	0	9.4	9.1	8.5		7.8
		"	"	"	"	5	6.7	9.3	1.1 5h	0	7.0	7.4	7.4	7.4		
		"	"	"	730rpm	3	6.5	9.5	1.0 5h	0	6.3	9.0	8.3	6.4		
		"	"	"	"	5	6.8	9.5	1.0 4h	0	8.1	11.1	(10.4)	9.2		
		"	アサノ	19.5	"	3	7.0	9.0	0 ー	0	7.6	7.6	8.0	6.8		
		"	"	5	1,000rpm 2 枚羽根	3	9.0	20.0	0 ー	0	4.8	6.0	9.6	9.6		
(花王石鹼) MY-150R 液体 400 1.0	(A) 粉 末 2.0 0.005	35	オノダ	20	1,000rpm 2 枚羽根	3	7.4	10.0	1.5 8h	0	1.6	4.1	8.6	4.1	○ブリージング発生にばらつきあり ○気温が高くなると膨張発現が早くなる。	
		3.0 0.0075	34	アサノ	17	730rpm	3	8.0	10.0	0 ー	0	4.5	4.9	5.7		4.5
600 1.5																

混和剤名称 重 量 C× (g) (%)	発泡剤名称 重 量 C× (g) (%)	W /C (%)	セ メ ン ト メ ー カ ー	外 気 温 (℃)	ミキサー 回 転 数 (rpm) 羽根枚数	練 り 混 ぜ 時 分	コン シ ス テ ン シー J ロ ー ト (秒)		ブリージ ン グ 率		膨 張 率				記 事			
							直 後	30分後	最 大 値 (%)	経 練 り 過 混ぜ 時 間 (%)	24 時 間 後 (%)	練 り 混 ぜ 後 経 過 時 間						
												0.5 h	1h	3h		24h		
(花王石鹼) MY-150 液 体 600 1.5	(A) 粉 末 1.6 0.004	35	オノダ	20	1,000rpm 2 枚羽根	3	6.4	8.0	0.9	4h	0	3.6	4.7	4.2	3.6	○ブリージ ン グ 発 生 に ば ら つ き あ り ○気 温 が 高 く な る と 膨 張 発 現 が 早 く な る。		
		600 1.5	3.0 0.0075	"	"	10.5	"	3	8.3	11.0	0	—	0	6.8	7.9		9.6	9.1
		"	アサノ	5	"	3	15.0	(測定 不可)	0	—	0	5.9	9.2	9.5	9.5			
(サンフロー) PSR 液 体 700 1.75	(A) 粉 末 1.6 0.004	35	オノダ	30	1,000rpm 2 枚羽根	3	8.0	9.5	1.2	8h	0	3.7	5.7	5.7	—	○ブリージ ン グ 発 生 に ば ら つ き あ り ○気 温 が 高 く な る と 膨 張 発 現 が 早 く な る。		
		34	"	17	"	3	13.9	19.1	(2.4)	4h	0	6.0	9.1	7.9	5.2			
	(B) 粉 末 3.0 0.0075	34	チチブ	22	"	3	9.4	14.0	0	—	0	8.2	8.5	8.8	8.2			
		"	"	"	"	5	8.5	11.7	0	—	0	9.1	10.1	10.1	9.9			
		"	"	"	730rpm	3	9.4	13.9	0	—	0	3.8	4.3	4.3	4.3			
		"	"	"	"	5	9.2	13.4	0	—	0	6.2	7.5	7.5	7.4			
		"	オノダ	17	1,000rpm 2 枚羽根	3	14.8	20.1	1.3	3h	0	8.1	(11.1)	7.2	6.0			
		"	アサノ	5	"	3	9.9	(測定 不可)	0	—	0	5.8	9.1	9.3	9.3			
		"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"			

現在国鉄にて行っているPCグラウトの試験時期と試験回数を表-5に示す。またPCグラウトの品質を表-6に示す。

表-5 PCグラウトの試験時期と試験回数

試験項目	試験方法	単位	試験時期と試験回数	備考
コンシステンシー	流下方法 Jロート (φ10)	秒	試験練り-① 練り混ぜ直後 ② 静置したものを30分後および1時間後た各1回測定 実施工-① 午前および午後の第1バッチ目 ② 配合を変更した時。 各1回測定	経時変化の少ないものを選ぶ
膨張率 ブリージング率	体積方法	%	試験練り-① 練り混ぜ直後 ② 30分後 ③ 1時間後から5時間後まで1時間毎 ④ 24時間後 実施工-① 施工第1回目 ② 主桁5本毎 (桁1連に1回) ③ 横桁は径間毎 排出口から排出されたPCグラウトを、排出直後、30分後、試験練りで最大値の生じる時期と同時期および24時間後	供試体は各3個 膨張率>ブリージング率 不良であれば配合を再検討する。
圧縮強度	型枠方法	kg/cm ²	試験練り-配合毎 実施工-施工日毎 材令28日の圧縮強度を試験により求める。	供試体は各3個

表-6 PCグラウトの品質

	流下時間(秒) Jロート	ブリージング率 (%)	膨張率 (%)	28日圧縮強度 (kg/cm ²)
シングルスランド、PC鋼 棒および連続桁の主PC鋼材 の場合	6～12	練り混ぜ後24時間内 で最大値が2%以下、 24時間後に0%	5～10	200 kg/cm ² 以上
単純桁の主PC鋼材の場合	6～20			

注) 1 ブリージングがほとんどない配合では、膨張率は5%以下でもよい。

2 この表は一般的な配合について定めたものである。新しい材料等で十分填充されることを確認した場合は、この表によらなくてよい。

(ii) 施工について

注入時に注入口付近に残る空気、注入終了後のブリージング水、これらを除くために各種の方法を試みたが、比較的良かった(a)鋼製キャップを用いる方法、(b)PC鋼線を露出させる方法について紹介する。

(a) 鋼製キャップを用いる方法(鋼制定着具に取付穴を設けている)(図-30)

- 1) 緊張作業終了後、鋼製キャップを図のように取付ける。

鋼製キャップを取付けるため定着具のボルト穴等の加工を必要とするので注意する。

- 2) PCグラウトを下方より注入し、排気パイプより十分にPCグラウトを排出させる。

排気パイプの途中を折り曲げ、結束筋等で結び排気パイプを閉じる。

- 3) PCグラウトを排出ホースより十分に排出させて、排出ホースの途中を折り曲げ、結束筋等で結び排出ホースを閉じる。(排出ホースとは鋼製キャップ以外に取付けた排気口のこと)

- 4) 注入圧力5 kg/cm²程度にして注入ホースを閉じる。

- 5) 排気パイプおよび排出ホースの先端にフィルターをしっかり取付ける。

- 6) PCグラウトが急に噴出してフィルターがはずれることがないように注意しながら、できるだけ早く(10分前後)排気パイプおよび排出ホースの途中の結びを解く。

- 7) 排気パイプおよび排出ホースを鉛直に1 m以上立てたままにしておく。

ブリージング水はフィルターを通して排出される。

※ 鋼製キャップを用いる場合は、PCグラウト注入前に後埋めコンクリートを施工してもよい。

※ 注入性状は他の方法よりも良好であり、定着部付近の防錆上も有利である。

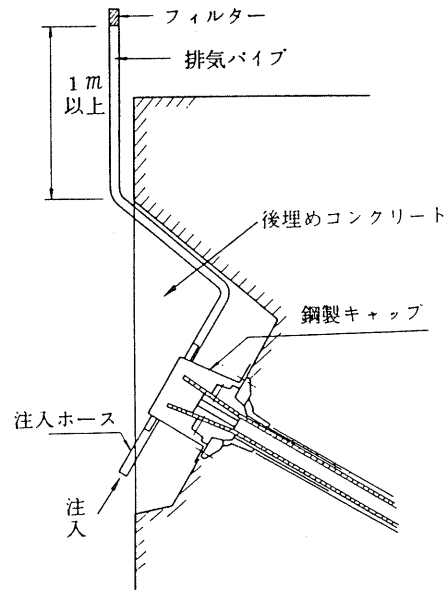


図-30

(b) PC鋼より線を露出させる方法(図-31)

- 1) 緊張作業終了後、注入ホースの先端が雄コーンの先端から突出しないように注入ホースを差し込む

この時、注入ホースにマークを付けるかゴム輪を取り付けると、雄コーンの先端から注入ホースの先端が突出するのを防止できる。

- 2) PC鋼より線の先端が1 cm以上露出するように、定着具のまわりを仮埋めモルタルでカバーする。

- 3) PCグラウトを注入し、注入時の空気層およびブリージング水は、PC鋼より線と仮埋めモルタルのすき間および、排出ホースより排出させる。

P Cグラウトを排出ホースより十分に排出させて、排出ホースの途中を折り曲げ、結束筋等で結び排出ホースを閉じる。

- 4) 注入圧力を 5 kg/cm^2 程度にして注入ホースを閉じる。
- 5) 注入ホースおよび排出ホースの先端にフィルターをし、しっかり取付ける。
- 6) P Cグラウトが急に噴出してフィルターがはずれることがないように注意しながら、できるだけ早く注入ホースおよび排出ホースの途中の結びを解く。
- 7) 注入ホースおよび排出ホースを鉛直に1 m以上立てたままにしておく。

ブリージング水がフィルターを通して排出される。

※ P Cグラウト硬化後、後埋めコンクリート施工前に、仮埋めモルタルを撤去すること。

※ P C鋼線(12 ϕ 8等)の場合は、雄コーンの後端から突出するP C鋼線をフィルターで包み、仮埋めモルタルを施工して行う。

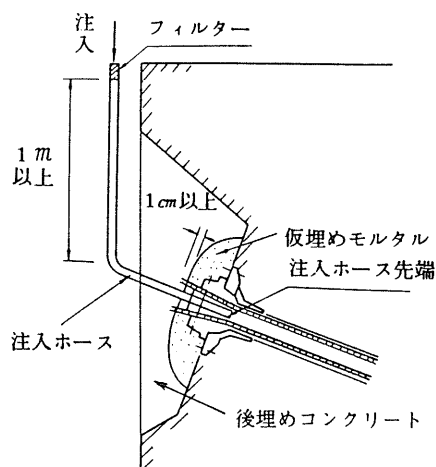


図-31

4.2 緊張管理の簡略化

従来から行なわれている緊張管理は図-32に示すようにあらかじめ摩擦試験を行ってP C鋼材の見掛けのヤング係数(E_p)および摩擦係数(μ)を求め、設計断面に所定のプレストレスを与えるよう、ケーブル1本ごとに μ 、 E_p を測定し管理していた。

P C鉄道橋として最も多く用いられているT形あるいは箱形断面の単純桁の既往の緊張管理資料を基に検討した結果、特殊なシースやケーブルを用いない範囲では、マンメーターの読み σ_m と鋼材の伸び率 $\Delta\ell/L$ での緊張管理も可能であると判断した。特殊なケーブルやシースを用いない単純桁においては、緊張作業中に直接読み取れるマンメーターの読み σ_m と伸び率 $\Delta\ell/L$ を用いて緊張管理を行うこととした。

つまり、引止め点でのマンメーターの読み σ_m と鋼材の伸び率 $\Delta\ell/L$ の間には次式の関係が成り立つ。

$$\Delta\ell/L = 0.0013 \sigma_m$$

$\Delta\ell$: 鋼材の伸び

L : ケーブルの全長

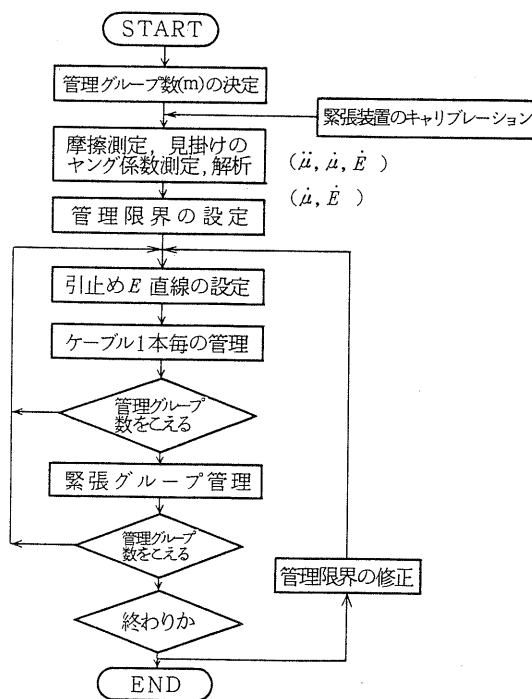


図-32 従来の緊張管理フロー

ケーブルの長さは図-33に示すような形状で $L = 2 \times \sum_{i=1}^5 \ell_i$ で求める。

緊張管理は図-34のフローにて行う。設計図書に示されているスパン中央の所定の緊張力 P_j ($P_j = P_t + \Delta P_j$)と $\sigma_m = P_j / A_m \cdot (1+r) (1+\mu\alpha+\lambda\ell)$ に所定の値を代入すれば σ_m が求まり、 σ_m と P_j の一次式を得る。この式に P_j を代入すれば σ_m が求まり、 σ_m と $\Delta\ell/L$ との関係式($\Delta\ell/L = 0.0013 \sigma_m$)より伸び率が求まり、伸び量を求めるこ

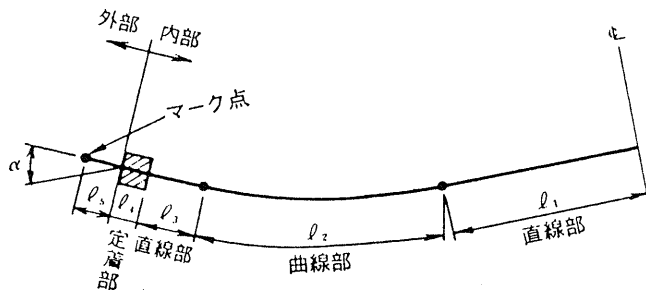


図-33 ケーブル形状

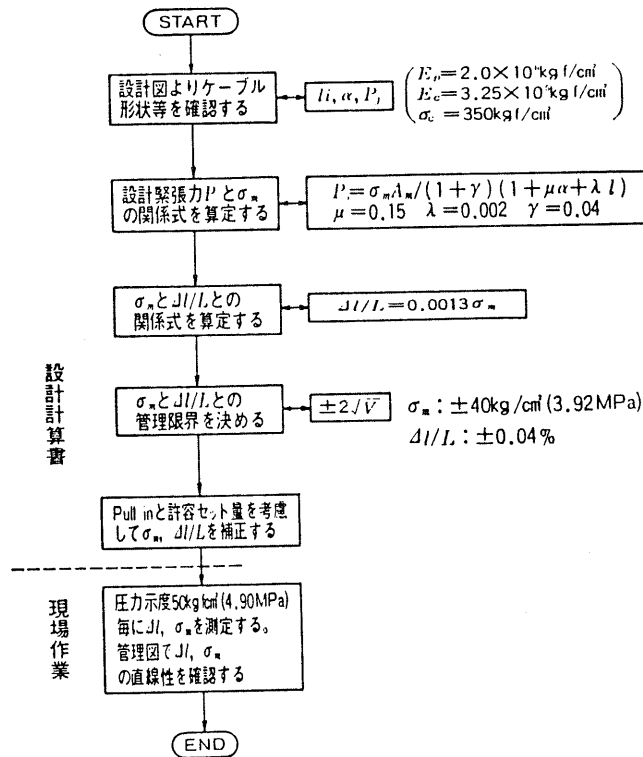


図-34 緊張管理フロー

とができる。

緊張の際の引止め線の設定は、あらかじめ設計図書等によりスパン中央の緊張力 P_j 、マンメータの読み σ_m 、伸び率 $\Delta l/L$ が求められるので、これらの値を管理図にプロットすると図-35に示される点Cが各ケーブルごとに求まる。

マンメータの読み σ_m について点Cを中心に $\pm 40 \text{ kg/cm}^2$ の線を水平に引き、上限をFG、下限をHIとする。次にケーブルの伸び量 Δl はC点を中心に伸び率 $\pm 0.04\%$ に相当する量を点Cを通る水平線上にプロットし、この点を点D、点Eとする。点Dと点Eと原点Oを結んだOD、OEを延長し、マンメータの読み σ_m の上下

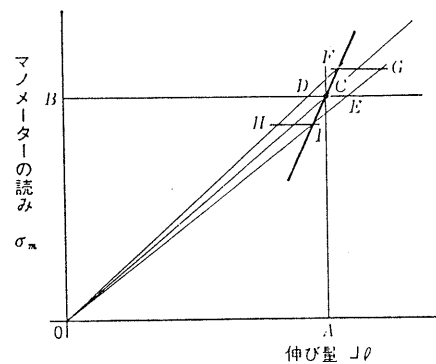


図-35 引止め線の設定

限の線との交点を点 F 、点 G 、点 H 、点 I とする。この点 F 、点 I を通る線を引き、これを引止め線とする。

4.3 PRC桁

PRC桁の設計上の問題点はひびわれに関する設計手法に若干の不明な点があることが主で、他の耐力、疲労等の設計手法は既往のPC桁あるいはRC桁の設計の延長上にあると考えられる。このような観点から実構造物を設計しても安全性に不安は余りないので、実橋でのひびわれ状況を調査し設計手法を確立してゆくことが効果的と考え、現在までに表-7に示すような実橋を設計・施工している。表中、施工済の橋梁47連のうち46連が、大宮―上野間に施工されている。このうち戸田地区に施工された単線2主桁は急速施工に用いたプレキャスト桁である。

表-7 鉄道橋PRC桁一覧表

番号	線 名	構 造	桁 長	桁 高	連 数	記 事
1	桜井線	単線2主T桁	17 m	1.1 m	1	供用中(ボイラB)
2	東北新幹線	複線2室箱桁	25	2.2	8	施工済(田端地区)
3			25	2.35	3	
4			30	2.6	2	施工済(戸田地区)
5		単線2主桁	19.8	1.6	8	施工済(戸田地区)
6			17.5	1.6	8	
7	通勤別線	複線2室箱桁	30	2.6	2	施工済(戸田地区)
8		単線2主桁	19.4	1.6	7	施工済(戸田地区)
9			17.5	1.6	8	
10	函館本線	複線2室箱桁	25	2.3	5	設計済(札幌地区)
11		単線1室箱桁	25	2.3	2	
12	奥羽本線	単線下路桁	16.6	1.5	1	設計済(山形地区)

大宮以北の開業間際に施工したPC桁や、比較的スパンの長い20～25mのRC桁において、新幹線開業後、レールにそりが生じ、この補修に多くの費用を要した。その原因は、PC桁の場合はクリープによる上ぞりであり、RC桁の場合はひびわれによる剛性低下とクリープの合成による下ぞりであった。このため現在軌道の敷設時にはその後のクリープ変形を計算し、軌道のセットの仕方を将来レベルに近くなるように逆ぞりをつけている。

戸田地区の単線2主桁は、死荷重状態でクリープ変形がほとんど生じないように設計し、軌道への影響のないことも目的として急速施工に採用したものである。

昭和60年1月10日	印 刷	プレストレストコンクリート構造物の設計・施工と最近の話題	頒価3,500円 (〒450円)
昭和60年1月20日	発 行		
発 行 者	後 藤 武 雄	東京都千代田区麴町1-10-15	紀の国やビル
印 刷 者	井 上 一 次	東京都文京区本郷1-22-6	
印 刷 所	株式会社 東京プリント	同	上
発 行 所	社団法人 プレストレストコンクリート技術協会	〒102	
	TEL. 東京(03)261-9151 振替口座 東京 7-62774番	東京都千代田区麴町1-10-15	紀の国やビル
